



วิทยานิพนธ์

พฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชล
ในระหว่างการก่อสร้างและเก็บน้ำช่วงต้น

**BEHAVIORS OF KHUN DAN PRAKARNCHON DAM
DURING CONSTRUCTION AND INITIAL IMPOUNDING**

นายณัฐพล ไชยสีวามงคล

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

พ.ศ. 2551



ใบรับรองวิทยานิพนธ์

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง พฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชลในระหว่างการก่อสร้างและเก็บน้ำช่วงต้น

Behaviors of Khun Dan Prakarnchon Dam during Construction and Initial Impounding

นามผู้วิจัย นายณัฐพล ไชยสีวามงคล

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

ประธานกรรมการ

(รองศาสตราจารย์วรากร ไม้เรียง, Ph.D.)

กรรมการ

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, Ph.D.)

กรรมการ

(รองศาสตราจารย์วัชรินทร์ วิทยกุล, M.Eng.)

หัวหน้าภาควิชา

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทวางกูร, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์กัญญา ชีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ ๒๙ เดือน พฤษภาคม พ.ศ. ๒๕๕๑

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

พฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชลในระหว่างการก่อสร้างและเก็บน้ำช่วงต้น

Behaviors of Khun Dan Prakarnchon Dam during Construction and Initial Impounding

โดย

นายณัฐพล ไชยสีวามงคล

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2551

ฉันทพล ไชยสีวามงคล 2551: พฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชลในระหว่างการก่อสร้างและเก็บน้ำ
ช่วงต้น ปรินญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิศวกรรมโยธา ภาควิชา
วิศวกรรมโยธา ปรธานกรรมการที่ปรึกษา: รองศาสตราจารย์วรากร ไม้เรียง, Ph.D. 247 หน้า

เขื่อนขุนด่านปราการชลเป็นหนึ่งในโครงการอันเนื่องมาจากพระราชดำริซึ่งนับว่าเป็นเขื่อนใหญ่ที่มี
ปริมาตรคอนกรีตบดอัดมากที่สุดในโลก ตัวเขื่อนถูกออกแบบให้เป็นประเภทน้ำหนักถ่วง (Gravity Dam) มี
ความสูง 92 เมตร ยาว 2,580 เมตร เก็บกักน้ำได้ 224 ล้าน ลบ.ม. ธรณีสัณฐานเป็นหินภูเขาไฟ (Volcanic Rock)
ที่มีความแข็งแรงและมีความซับซ้อนมาก ประกอบด้วยหิน Rhyolite, Andesite, Basalt, Tuff และ Agglomerate
มีรอยแตกส่วนใหญ่วางตัวในแนวค้ำ ส่วนการปรับปรุงคุณภาพจะใช้การอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเพิ่มความแข็งแรงและ
ความทึบน้ำ พร้อมทั้งเจาะรูทำม่านระบายน้ำเพื่อลดแรงดันลอยตัวได้ฐานเขื่อน

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาพฤติกรรมเขื่อนที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างจนกระทั่งสิ้นสุดการเก็บน้ำปีที่ 2
โดยได้จากการอ่านค่าและแปลผลจากเครื่องมือวัดที่ติดตั้ง 7 ประเภท จำนวน 550 ตำแหน่ง ซึ่งแบ่งได้เป็น 4
กลุ่มตามพฤติกรรมที่ตรวจวัดคือ กลุ่มตรวจวัดความดันน้ำ คือ มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer) และบ่อสำรวจ
ระดับน้ำ (Observation Well) กลุ่มตรวจวัดการไหลซึม คือ มาตรวัดปริมาณน้ำ (Seepage Flowmeter) กลุ่ม
ตรวจวัดการเคลื่อนตัว คือ มาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter) ดิ่งวัดการเคลื่อนตัว (Pendulum) และ
หมุดสำรวจ (Survey Station) และกลุ่มตรวจวัดอุณหภูมิในตัวเขื่อน คือ มาตรวัดอุณหภูมิ (Thermocouple)

จากการศึกษาพบว่า เขื่อนมีเสถียรภาพความมั่นคงผ่านเกณฑ์กำหนด โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย
ต่อการเลื่อนไถลต่ำสุด 3.3 และมีตำแหน่งแรงลัพธ์อยู่ในระยะ 1/3 ของความกว้างฐานเขื่อนซึ่งแสดงถึงความ
ปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ ผลการศึกษาการเคลื่อนตัวพบว่า เขื่อนเกิดการเคลื่อนทรุดตัวที่แตกต่างระหว่างบล็อก
น้อยกว่า 0.5 มม. เกิดรอยแยกที่รอยต่อสูงสุด 4 มม. เกิดการเอียงตัวสูงสุด 0.008 องศาไปด้านท้ายน้ำ ผล
การศึกษาการไหลซึมพบว่า การไหลซึมมีแนวโน้มลดลงตามเวลาอย่างชัดเจน โดยปีที่ 1 และ 2 ของการเก็บน้ำมี
ปริมาณการไหลซึมทั้งหมด 25,126 และ 13,393 ลบ.ม./วัน ตามลำดับ โดยมีสัดส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนต่อ
ฐานรากประมาณ 80:20 ผลการศึกษาแรงดันน้ำได้ฐานเขื่อนพบว่า แรงดันลอยตัวโดยรวมมีค่าลดลงอย่างชัดเจน
ในพื้นที่ด้านหลังม่านอัดฉีดน้ำปูนและโดยเฉพาะในพื้นที่ด้านหลังม่านระบายน้ำ ซึ่งแสดงถึงประสิทธิภาพที่ดี
ของระบบควบคุมการไหลซึมในฐานราก โดยปีที่ 1 และ 2 ของการเก็บน้ำ เกิดแรงดันลอยตัวสูงสุด 1,430 (76%
ของเกณฑ์การออกแบบ) และ 1,340 ตัน/ม. (71% ของเกณฑ์การออกแบบ) ตามลำดับ ส่วนผลการศึกษาอุณหภูมิ
ในตัวเขื่อนพบว่า บริเวณกลางเขื่อนเกิดอุณหภูมิสูงสุด 50 °C (สูงกว่าเกณฑ์การออกแบบที่ 48 °C) โดยส่วนใหญ่
จะเกิดอุณหภูมิขึ้นสูงสุดภายในช่วง 10 – 60 วัน หลังจากนั้นอุณหภูมิจะลดลงอย่างช้าๆ

ฉันทพล ไชยสีวามงคล
ลายมือชื่อนิติกร


ลายมือชื่อประธานกรรมการ

23 / พ.ค. / 51

Nattapol Chaisiwamongcol 2008: Behaviors of Khun Dan Prakarnchon Dam during Construction and Initial Impounding. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Associate Professor Warakorn Mairaing, Ph.D. 247 pages.

Khun Dan Prakarnchon dam is one of project initiated by King Rama IX considering as the largest RCC dam in the world. The dam was designed as gravity dam with height of 92 m, crest length of 2,580 m and capacity of 224 million cu.m.. Rock foundation of the dam consists of variety of volcanic rock namely Rhyolite, Andesite, Basalt, Tuff and Agglomerate which has joints and cracks mostly in vertical. Moreover there is foundation grouting to improve the strength and permeability of the rock foundation and foundation drainage to reduce uplift pressure beneath the dam foundation.

This study has focused on the behaviour of the dam during construction until the end of the second filling from the results of dam monitoring. The instruments installed for the dam consists of 550 sensors in 7 types. The behaviour was inhere divided into 4 groups consisting of pressure, seepage quantity, movement and temperature.

The study shows that the dam is stable under the standard design criterion. The factor of safety against sliding equal 3.3 and the resultant force acts in middle third of dam base that all indicates stable for overturning. The results of movement show that the dam has differential settlement less than 0.5 mm, joint opening 4 mm maximum and the dam incline toward downstream maximum 0.008 degrees. Studying on seepage it shows that the seepage through dam and foundation tend to be obviously decrease. The maximum discharges of 1st and 2nd year filling were 25,126 and 13,393 cu.m./day respectively. The ratio between seepage through dam and through dam foundation is about 80:20. The pressure beneath dam foundation decreases along dam base in the downstream area of grouting curtain and especially in the downstream area of drainage curtain. This evident shows the good performance of the seepage control system. The maximum uplift force in 1st and 2nd year filling were 1,430 (76% of design) and 1,340 ton/m (71% of design) respectively. The temperature in the dam body is 50 °C at central zone (which higher than the design of 48 °C). The temperature have developed to the maximum in 10 to 60 days after that they decreased gradually.

Nattapol Chaisiwamongcol

Student's signature

Warakorn M.

Thesis Advisor's signature

23 / May / 08

กิตติกรรมประกาศ

ขอกราบขอบพระคุณ รศ.ดร.วรากร ไม้เรียง ประธานกรรมการ (และภรรยา) ที่ให้คำปรึกษา และถ่ายทอดความรู้เรื่องการเรียน การทำงาน และการดำเนินชีวิตที่ดีด้วยความเมตตาและต้องการให้ศิษย์คนนี้เป็นคนดีคนหนึ่งในสังคม รวมทั้ง ผศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์ ที่ถ่ายทอดความรู้ทางวิชาชีพด้วยความตั้งใจและจริงใจเกินร้อย ขอขอบพระคุณ รศ.วัชรินทร์ วิทยกุล และ รศ.มนตรี คำชู สำหรับคำแนะนำในการทำวิทยานิพนธ์ รวมถึงคณาจารย์หมวดวิชาวิศวกรรมปฐพีทุกท่าน

ขอขอบคุณ กิจการร่วมค้า CCVK ที่ให้ข้าพเจ้าได้มีโอกาสทำงานเขียนและได้ศึกษาต่อปริญญาโท รวมถึงบุคลากรเพื่อนร่วมงานที่ให้คำปรึกษาและเป็นกำลังใจในการทำงานและการศึกษา คือ พี่ก้อง (พงษ์ศักดิ์ โชคทวีگانต์), พี่ป๊าก (ประกิต นิลพันธ์), พี่น้อง ฯลฯ ขอขอบคุณกลุ่มที่ปรึกษาบริษัท ทีมฯ พี่สมมาตร ยืนยิ่ง, พี่พิสมพ์ จันทร์ศรี และพี่เชิดชัย จันใจ ฯลฯ และขอขอบคุณพี่สาริตร เข้มสรวล รวมถึงบุคลากร เจ้าหน้าที่ประจำเรือนขุนด่านฯ (ท่าด่าน) ทุกๆท่าน

ขอขอบคุณพี่บี (บรรพต), พี่นุ๊ก, บี, ต้น, โอม, พี่อ๋า, พี่ลัก, พี่ภา, หนูมด และชาวห้องเขียน + ห้อง Adv. ทุกๆท่าน โดยเฉพาะพี่ชิ (ชินอรส ทองธรรมชาติ) และพี่เป็ด (ฐิติพร พันธุ์ท่าช้าง) ที่คอยแนะนำและให้ความรู้เกี่ยวกับการเรียน การทำงาน และการทำวิทยานิพนธ์จนกระทั่งสำเร็จไปด้วยดี

และที่ขาดไม่ได้คือ ป้าวันเพ็ญ บุญทรงและป้าบานเย็น นิยมทอง 2 บุคคลที่ชักชวนให้ข้าพเจ้าได้เริ่มปฏิบัติธรรมที่วัดป่าศรีถาวรนิมิต จ.นครนายก ขอขอบคุณพี่จุ่มที่คอยแนะนำสั่งสอนการปฏิบัติธรรม รวมทั้งป้าอุบาสิกาและอุบาสกทุกท่านที่เป็นกำลังใจในการทำควมดี

สุดท้ายนี้ ขอกราบขอบพระคุณบิดา-มารดา (เรื่องศักดิ์-ทิพวรรณ ไชยสีวามงคล) ที่ให้ข้าพเจ้ากำเนิดเป็นมนุษย์และอบรมเลี้ยงดูจนเติบโตใหญ่ กราบขอบพระคุณเจ้กนนท์-อาชิมน้อย (เรื่องชาติ-วิศรา ไชยสีวามงคล) ที่เลี้ยงดูและสั่งสอนข้าพเจ้าเสมือนลูกคนหนึ่ง กราบขอบพระคุณญาติ พี่น้องตระกูล “ไชยสีวามงคล” และ “สุภักวณิช” อากงปราณีต-อาม้าพรรัตน์, อากงบุญชิต-อาม้าเทียมทัด, อีแม่-อาเต๋ยวิชัย, ยายโกนน้อย-อีนุช ฯลฯ และขอขอบคุณ เจ้ฮู้ (กุศลทิพย์ ไชยสีวามงคล), พี่โจ๊ก, ส้ม (วรรณนิภา จรัสศรี) และน้องไชยุดม ที่ให้ความช่วยเหลือในการทำวิทยานิพนธ์ฉบับนี้

ณัฐพล ไชยสีวามงคล

เมษายน 2551

สารบัญ

	หน้า
สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(5)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	3
การตรวจเอกสาร	4
อุปกรณ์และวิธีการ	121
อุปกรณ์	121
วิธีการ	122
ผลและวิจารณ์	127
สรุปและข้อเสนอแนะ	180
สรุป	180
ข้อเสนอแนะ	185
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	186
ภาคผนวก	194
ภาคผนวก ก เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชล	195
ภาคผนวก ข ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน	218
ภาคผนวก ค ผลการทดสอบวัสดุของเขื่อนขุนด่านปราการชล	225
ภาคผนวก ง การคำนวณหาค่า Unit Seepage	231
ภาคผนวก จ การคำนวณหาค่าความซึมผ่านตัวเขื่อน RCC	235
ภาคผนวก ฉ การคำนวณแรงดันลอยตัวและความมั่นคงของเขื่อน	239
ประวัติการศึกษาและการทำงาน	247

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	เปรียบเทียบการออกแบบคอนกรีตบดอัดด้วยวิธีของงานดินและงานคอนกรีต	16
2	ปริมาณส่วนผสมของคอนกรีตบดอัดและคอนกรีตปกติในงานเขื่อน	19
3	เปรียบเทียบคุณสมบัติเขื่อนแต่ละประเภท	27
4	การจำแนกประเภทของตัวอย่างหินตามกำลังรับแรงอัด	30
5	การจำแนกประเภทของมวลหินโดยวิธี RQD	31
6	ประเภทและวัตถุประสงค์ของการทดสอบหิน	31
7	รูปแบบการพิบัติของมวลหินสภาพต่างๆ	37
8	ลักษณะการไหลซึมของน้ำในมวลหิน	41
9	เกณฑ์กำหนดความปลอดภัยของเขื่อนขุ่นด้านปราการชล	48
10	สรุปผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนจากการออกแบบ	50
11	ค่า Modulus of Elasticity ของหินฐานรากที่ใช้ในการวิเคราะห์กรณีต่างๆ	52
12	สรุปผลการวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวจากการออกแบบ	53
13	ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวของเขื่อนขุ่นด้านปราการชล	54
14	กรณีตัวอย่างการไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัด	58
15	ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนขุ่นด้านปราการชล	61
16	ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนขุ่นด้านปราการชล	61
17	ความร้อนของปฏิกิริยาไฮเดรชันหลังจาก 72 ชั่วโมง ที่อุณหภูมิต่างๆ	63
18	กรณีตัวอย่างการแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิของเขื่อนคอนกรีตบดอัด	67
19	ผลการวิเคราะห์อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นภายหลังการบดอัด	70
20	แผนการก่อสร้างและการเก็บกักน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์อุณหภูมิ	71
21	การพิบัติของเขื่อนที่มีความสูงมากกว่า 5 เมตร	75
22	สาเหตุแห่งการพิบัติของเขื่อนใหญ่	75
23	จำนวนเขื่อนคอนกรีตที่เกิดความเสียหายและการพิบัติ	81
24	เครื่องมือวัดที่ติดตั้งในเขื่อนคอนกรีตบดอัด	84
25	ความถี่ในการอ่านค่าเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน	86
26	ข้อดีและข้อเสียของพีโซมิเตอร์แต่ละชนิด	91

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
27	เปรียบเทียบคุณสมบัติของเครื่องมือวัดอุณหภูมิระยะทางไกล	94
28	Accuracy Requirements for Performing Deformation Surveys	98
29	อัตราส่วนผสมในคอนกรีตบดอัด 1 ลบ.ม.	107
30	อัตราส่วนผสมที่ใช้ในงานอัดฉีดน้ำปูน (โดยน้ำหนัก)	115
31	เครื่องมือวัดที่ติดตั้งในเขื่อนคอนกรีตบดอัด	118
32	ความถี่ในการอ่านค่าเครื่องมือวัด	118
33	แนวคิดในการวิเคราะห์พฤติกรรมเขื่อน	126
34	ข้อมูลการติดตั้ง Thermocouple	128
35	เปรียบเทียบสมมุติฐานจากการออกแบบและจากการทำงานจริง	130
36	สรุปการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบ	139
37	สรุปปริมาณการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน RCC-B	150
38	สรุปปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก	153
39	สรุปค่าความดันน้ำที่เกิดขึ้นในหินฐานราก	162
40	ค่าความมั่นคงปลอดภัยของเขื่อนที่หน้าตัดต่างๆ	166
41	การเคลื่อนตัว (รอยแยกที่รอยต่อ) ที่เกิดขึ้นสูงสุดบริเวณต่างๆ	170
42	สรุปเกณฑ์เตือนภัยจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน	175
ตารางผนวกที่		
ข1	ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากพีโซมิเตอร์	219
ข2	ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากบ่อสำรวจระดับน้ำ	220
ข3	ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากมาตรวัดปริมาณน้ำ	221
ข4	ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากมาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ	222
ข5	ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากคิงวัดการเคลื่อนตัว	223
ข6	ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากมาตรวัดอุณหภูมิ	224

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางผนวกที่		หน้า
ค1	ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบดอัด	226
ค2	คุณสมบัติพื้นฐานด้านความร้อนของคอนกรีตบดอัด	227
ค3	ปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายเดือน ณ คลองท่าด่านระหว่างปี พ.ศ.2498 – 2523	227
ค4	ความชื้นน้ำของหินฐานรากเขื่อน RCC-B ก่อนการอัดฉีดน้ำปูน	228
ค5	ผลการประเมิน Modulus of Deformation โดยวิธี Rock Test Hammer ก่อนการอัดฉีดน้ำปูน	228
ค6	ผลการทดสอบคุณสมบัติหินฐานราก	229
ค7	ปริมาณงานคอนกรีตบดอัดในแต่ละเดือน	230
ง1	การคำนวณหาค่า Wetted Area และ Average Head	233
จ1	การคำนวณหาค่า k_c ของบริเวณ กม.0+756 ถึง 0+916	237
ฉ1	เกณฑ์กำหนดความปลอดภัยของเขื่อนขุนด่านปราการชล	240
ฉ2	ผลการคำนวณแรงในแนวตั้งและโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักเขื่อน และน้ำหนักน้ำด้านหน้าเขื่อนและท้ายเขื่อน	244
ฉ3	ผลการคำนวณแรงในแนวราบและโมเมนต์ที่เกิดจากแรงดันน้ำด้านหน้าเขื่อน และท้ายเขื่อน	244
ฉ4	ผลการคำนวณแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน	245

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	จำนวนเขื่อนใหญ่ประเภทต่างๆทั่วโลก	6
2	สัดส่วนเขื่อนใหญ่ประเภทต่างๆทั่วโลก	6
3	สัดส่วนเขื่อนใหญ่ของแต่ละทวีป	7
4	เขื่อนถมประเภทต่างๆ	9
5	เขื่อนคอนกรีตประเภทต่างๆ	10
6	เขื่อน Alpe Gera	12
7	การทำ Grout-Enriched RCC	13
8	การก่อสร้างคอนกรีตบดอัดเป็นแนวเอียง	14
9	จำนวนเขื่อนคอนกรีตบดอัดประเภทต่างๆ	18
10	การทดสอบความชื้นเหลวด้วยวิธี Vebe Time Test	21
11	ค่าความชื้นน้ำของเขื่อนคอนกรีตบดอัดและเขื่อนคอนกรีตปกติ	23
12	ลักษณะวัสดุหินและมวลหิน	29
13	รูปแบบความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดประเภทต่างๆ	32
14	การเสียรูปอย่างถาวรของหินฐานรากภายใต้การขึ้นลงของระดับน้ำในอ่าง	33
15	ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสการเสียรูปและค่าการเสียรูปอย่างถาวร	33
16	กราฟแสดงการปรับแก้ค่าการทรุดตัว	35
17	การหาปริมาณการไหลซึมได้ฐานรากเขื่อนจากโครงข่ายการไหลซึม	40
18	การความดันลอยตัวได้ฐานเขื่อนจากโครงข่ายการไหลซึม	40
19	เกณฑ์ความทึบน้ำของม่านอัดฉีดน้ำปูน	43
20	ค่า Unit Seepage ของเขื่อนคอนกรีตบดอัดประเภทต่างๆ	56
21	แบบจำลองหน้าตัดการไหลซึม	60
22	ผลิตผลของปฏิกิริยาไฮเดรชันที่ช่วงเวลาต่างๆ	63
23	อุณหภูมิที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน	71
24	หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน	72
25	อุณหภูมิที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน	73
26	ลักษณะเขื่อน Puentes	76

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
27	การพิบัติของเขื่อน Bouzey	77
28	การพิบัติของเขื่อน Saint Francis	78
29	หน้าตัดเขื่อน Malpasset	79
30	สภาพเขื่อน Malpasset ก่อนและหลังการพิบัติ	79
31	ตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือวัดสำหรับเขื่อนคอนกรีต	85
32	มาตรวัดความดันน้ำชนิดต่างๆ	89
33	กราฟแสดงค่าสัมประสิทธิ์ของ V-Notch มุมต่างๆ	92
34	เครื่องมือวัดอุณหภูมิประเภทต่างๆ	94
35	เครื่องมือวัดหน่วยแรงและความเครียด	95
36	หลักการทำงานของเครื่องมือวัดการสั่นสะเทือน	96
37	การตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้วยวิธี 3D Laser Scanner	97
38	เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ	98
39	เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวภายในตัวเขื่อน	100
40	ลักษณะภูมิประเทศบริเวณที่ตั้งโครงการ	102
41	แผนที่แสดงตำแหน่งที่ตั้งโครงการ	103
42	แผนผังบริเวณโครงการ	103
43	หน้าตัดเขื่อนคอนกรีตบดอัด	104
44	หน้าตัดเขื่อนดินปิดช่องเขาต่ำ	105
45	ขั้นตอนการก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพของคอนกรีตบดอัด	106
46	ขั้นตอนการลำเลียงและการบดอัดคอนกรีตบดอัด	108
47	การปรับปรุงผิวหน้าระหว่างชั้นคอนกรีตบดอัด	109
48	แผนที่ธรณีวิทยาบริเวณที่ตั้งโครงการ	110
49	สภาพธรณีวิทยารากเขื่อน RCC-B, RCC-S และ RCC-VS	111
50	สัดส่วนชนิดหินฐานรากเขื่อนคอนกรีตบดอัด	111
51	เส้นชั้น RQD ของหินฐานรากตามแนวแกนเขื่อนคอนกรีตบดอัด	112
52	ระดับความชื้นน้ำของหินฐานรากแนวแกนเขื่อน RCC-B	113

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
53	ขั้นตอนการทำงานอัดฉีดน้ำปูน	114
54	รูปแบบการอัดฉีดน้ำปูนในหินฐานราก	114
55	ค่าความซึมน้ำของม่านอัดฉีดน้ำปูนที่ระดับความลึกต่าง ๆ	116
56	แบบแปลนแสดงตำแหน่งเครื่องมือวัด	119
57	รูปตัดตามยาวและตามขวางแสดงตำแหน่งเครื่องมือวัด	120
58	แผนผังแสดงขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	123
59	หน้าตัดหลักที่ใช้ในการวิเคราะห์อุณหภูมิจ	128
60	อุณหภูมิสูงสุดที่เกิดขึ้นของแต่ละหัววัด	129
61	ขอบเขตอุณหภูมิสูงสุดที่เกิดขึ้นของแต่ละระดับในตัวเขื่อน	131
62	การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของหน้าตัด MBL5 ระดับ + 35 ม.รทก.	133
63	การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของหน้าตัด MS3 ระดับ + 50 ม.รทก.	134
64	การกระจายความร้อนทั้งหน้าตัดเขื่อน ณ เวลาต่างๆ	136
65	ผลของอัตราการบดอัดที่ส่งผลต่ออุณหภูมิบริเวณกลางเขื่อน	138
66	การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบภายหลังการบดอัด	140
67	การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบจากผิวเขื่อน D/S สู่กลางเขื่อน	141
68	อิทธิพลของอุณหภูมิกอากาศที่ส่งผลต่ออุณหภูมิ RCC เมื่อเสร็จสิ้นการบดอัด	142
69	การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของหน้าตัด MBR5 (+35 ม.รทก.) ในช่วงเก็บน้ำปีแรก	143
70	การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบภายหลังเก็บกักน้ำ	144
71	ระยะเวลาที่อุณหภูมิในตัวเขื่อนเข้าสู่สภาวะคงที่ (Steady State)	144
72	ระบบระบายน้ำในอุโมงค์	145
73	ปริมาณการไหลซึมรวมที่ผ่านตัวเขื่อนและฐานราก	146
74	ค่า Unit Seepage ของเขื่อนขุ่นด้านๆ เปรียบเทียบกับเขื่อน RCC อื่นๆ	147
75	ปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนช่วงการเก็บน้ำปีที่ 2	148
76	ค่าความซึมน้ำผ่านตัวเขื่อนช่วงการเก็บน้ำปีที่ 2	149
77	ปริมาณการไหลซึมผ่านฐานราก ณ ช่วงเวลาต่างๆ	151
78	ปริมาณการไหลซึมผ่านฐานรากตลอดแนวแกนเขื่อน	152

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
79	ปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเชื่อมและฐานรากช่วงการเก็บน้ำปีที่ 2	153
80	หน้าตัดทั่วไปของการติดตั้งพีโซมิเตอร์	155
81	การแบ่งขอบเขตพื้นที่ตามลักษณะความดันน้ำใต้ฐานเขื่อน	156
82	การเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ฐานเขื่อน RCC-B	158
83	การเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ฐานเขื่อน RCC-S	159
84	ความดันน้ำประสิทธิผลบริเวณพื้นที่ต่างๆ	161
85	อัตราการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ฐานเขื่อนที่ระดับเก็บกักต่างๆ (MBL6)	163
86	แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อนของหน้าตัดต่างๆ	165
87	การกระจายแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน	166
88	การเคลื่อนตัวเฉลี่ยตลอดแนวอุโมงค์ในทิศทางแนวแกนเขื่อน	168
89	การเคลื่อนตัวสูงสุดในทิศทางแนวแกนเขื่อน	169
90	การเอียงตัวของเขื่อนที่การเก็บน้ำระดับต่างๆ	172
91	การเลื่อนไถลของเขื่อนที่การเก็บน้ำระดับต่างๆ	174
ภาพผนวกที่		
ก1	พีโซมิเตอร์ชนิดวัดการสั่นของเส้นลวด	197
ก2	รูปแบบการจัดวางพีโซมิเตอร์	198
ก3	การติดตั้งพีโซมิเตอร์	200
ก4	การอ่านค่าพีโซมิเตอร์	201
ก5	ลักษณะท่อพอรุนและหัววัด	202
ก6	การติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำ	203
ก7	การตรวจวัดหาระดับน้ำใต้ดิน	204
ก8	รูปแบบการติดตั้งและการอ่านค่ามาตรวัดปริมาณน้ำ	205
ก9	การตรวจวัดปริมาณน้ำโดยวิธีภาชนะตวง	206
ก10	การติดตั้งและการอ่านค่า Jointmeter	207

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่	หน้า	
ก11	ตำแหน่งติดตั้ง Pendulum	208
ก12	แบบแสดง Pendulum	209
ก13	การติดตั้ง Direct Pendulum	210
ก14	การติดตั้ง Inverted Pendulum	211
ก15	การอ่านค่า Pendulum	212
ก16	แบบแสดงหมุดสำรวจและหมุดหลักฐาน	213
ก17	ตำแหน่งการติดตั้งหมุดสำรวจและหมุดหลักฐาน	214
ก18	ลักษณะมาตรวัดอุณหภูมิจ	215
ก19	การติดตั้งมาตรวัดอุณหภูมิจ	216
ก20	การอ่านค่ามาตรวัดอุณหภูมิจ	217
ค1	ขนาดคละของส่วนผสมคอนกรีตบดอัด	226
ง1	รูปตัดตามยาวเขื่อนที่ใช้ในการคำนวณหา Wetted Area และ Average Head	232
จ1	หน้าตัดเขื่อน RCC-B ที่ใช้ในการคำนวณหาค่า k_c	236
ฉ1	หน้าตัด MBL6 ที่ใช้ในการคำนวณน้ำหนักเขื่อนและแรงดันน้ำ	242
ฉ2	แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อนบริเวณหน้าตัด MBL6	245

พฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชลในระหว่างการก่อสร้างและเก็บน้ำช่วงต้น

Behaviors of Khun Dan Prakarnchon Dam during Construction and Initial Impounding

คำนำ

เขื่อนขุนด่านปราการชล ตั้งอยู่ที่บ้านท่าด่าน ตำบลหินตั้ง อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก (เดิมชื่อเขื่อนคลองท่าด่าน ได้รับพระราชทานชื่อใหม่ในปี พ.ศ.2549) เป็นเขื่อนที่อยู่ในความรับผิดชอบของกรมชลประทานซึ่งเกิดจากพระราชดำริของพระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัวที่ทรงเล็งเห็นถึงประโยชน์ต่อราษฎรให้มีน้ำใช้เพื่อทำการเกษตร อุปโภคบริโภค บรรเทาอุทกภัยที่มักจะเกิดขึ้นในพื้นที่จังหวัดนครนายก และช่วยแก้ปัญหาพื้นที่ดินเปรี้ยว โดยได้เริ่มก่อสร้างเขื่อนเมื่อปี พ.ศ.2542 แล้วเสร็จเมื่อปี พ.ศ.2548 และเริ่มเก็บกักน้ำในปีเดียวกัน

เขื่อนขุนด่านปราการชลประกอบด้วยเขื่อนคอนกรีตบดอัด (Roller Compacted Concrete Dam, RCC Dam) ซึ่งเป็นเขื่อนหลักและมีเขื่อนปิดช่องเขาต่ำ (Saddle Dam) ซึ่งเป็นเขื่อนดินเนื้อเดียว (Homogeneous Dam) ยาว 350 เมตร สูง 46 เมตร เขื่อนหลักซึ่งเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัดน้ำหนักถ่วง (RCC Gravity Dam) ประกอบด้วยเขื่อน 3 ส่วนคือ เขื่อนใหญ่ (RCC-B Dam) สูง 92 เมตร เขื่อนเล็ก (RCC-S Dam) สูง 85 เมตร และเขื่อนเล็กมาก (RCC-VS Dam) สูง 24 เมตร รวมความยาวทั้งสิ้น 2,580 เมตร ปริมาตรเขื่อน 5.4 ล้าน ลบ.ม. (RCC 5 ล้าน ลบ.ม.) ผิวด้านนอกหุ้มด้วยคอนกรีตหล่อแบบเลื่อน (Slipform Concrete) โดยด้านเหนือน้ำจะมีคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete) เชื่อมระหว่างคอนกรีตบดอัด (RCC) และ Slipform Concrete เพื่อเพิ่มความทึบน้ำของตัวเขื่อน และมีม่านระบายน้ำตลอดความสูงเขื่อนเพื่อลดแรงดันน้ำภายในตัวเขื่อน

ธรณีฐานรากเป็นหินภูเขาไฟ (Volcanic Rocks) ที่มีความซบซ้อนมาก ประกอบด้วยหิน Rhyolite, Andesite, Basalt, Tuff และ Agglomerate มีความแข็งแรงสูง รอยแตกในมวลหินมีขนาดเล็กกว่า 0.13 มม. วางตัวแนวตั้งเป็นส่วนใหญ่ การปรับปรุงฐานรากประกอบด้วยการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเพิ่มความแข็งแรงและความทึบน้ำ พร้อมทั้งมีม่านระบายน้ำเพื่อลดแรงดันลอยตัวได้ฐานเขื่อน

เขื่อนขุนด่านปราการชลเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัด (RCC Dam) แห่งที่ 3 ของประเทศไทย เป็นเขื่อนขนาดใหญ่ที่มีปริมาตร RCC มากที่สุดในโลก อีกทั้งมีที่ตั้งอยู่ใกล้แหล่งชุมชนและสถานที่ท่องเที่ยวหลายแห่ง ดังนั้น การตรวจสอบสถานะความปลอดภัยเขื่อนทั้งในระหว่างการก่อสร้างและเก็บกักน้ำจึงเป็นสิ่งสำคัญอย่างยิ่ง อีกทั้งยังก่อให้เกิดองค์ความรู้ด้านงานวิศวกรรมเขื่อนซึ่งเป็นประโยชน์แก่กรมชลประทานและวิศวกรอย่างมากเพราะยังไม่เคยมีการเก็บรวบรวมข้อมูลและวิจัยเขื่อนอย่างละเอียดมาก่อน ซึ่งสถานะความปลอดภัยเขื่อนและพฤติกรรมเขื่อนที่เกิดขึ้นนั้นทราบได้จากเครื่องมือวัดที่ติดตั้ง 7 ประเภท แบ่งได้เป็น 4 กลุ่มตามพฤติกรรมที่ตรวจวัด คือ กลุ่มตรวจวัดอุณหภูมิในตัวเขื่อน คือ มาตรวัดอุณหภูมิ (Thermocouple), กลุ่มตรวจวัดการไหลซึม คือ มาตรวัดปริมาณน้ำ (Seepage Flowmeter), กลุ่มตรวจวัดความดันน้ำ คือ มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer) และบ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well) และกลุ่มตรวจวัดการเคลื่อนตัว คือ มาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter) ดิ่งวัดการเคลื่อนตัว (Pendulum) และหมุดสำรวจ (Survey Station)

งานวิจัยนี้มุ่งเน้นด้านการวิเคราะห์ผลจากการตรวจวัดเครื่องมือวัดตั้งแต่เริ่มทำการก่อสร้างจนเสร็จสิ้นการเก็บกักน้ำปีที่ 2 พร้อมทั้งเปรียบเทียบพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงกับรายงานการออกแบบและผลวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method) ที่มีผู้วิเคราะห์ไว้ก่อนหน้า ผลการวิจัยนี้จะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมเขื่อนที่เกิดขึ้นทั้งในระหว่างการก่อสร้างและเก็บน้ำช่วงต้นซึ่งจะเป็นประโยชน์ต่อการออกแบบเขื่อนต่อไปในอนาคต รวมถึงทราบพฤติกรรมที่แสดงถึงอันตรายต่อความมั่นคงของเขื่อนจากข้อเสนอนะเกณฑ์เตือนภัย (Warning Criteria) ซึ่งจะช่วยให้เจ้าหน้าที่สามารถแก้ไขปัญหาได้ทันกาลเมื่อพบสิ่งผิดปกติจากการอ่านค่าเครื่องมือวัด

วัตถุประสงค์

1. เพื่อวิเคราะห์พฤติกรรมเขื่อนที่เกิดขึ้นในระหว่างการก่อสร้างและเก็บน้ำช่วงต้นจากการตรวจวัดเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน ซึ่งแบ่งพฤติกรรมที่เกิดขึ้นได้เป็น 4 กลุ่ม คือ
 - 1.1 พฤติกรรมด้านอุณหภูมิในตัวเขื่อน
 - 1.2 พฤติกรรมด้านการไหลซึม
 - 1.3 พฤติกรรมด้านแรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อน
 - 1.4 และพฤติกรรมการเคลื่อนตัว
2. เสนอแนะเกณฑ์เตือนภัย (Warning Criteria) เพื่อใช้เป็นแนวทางการเตือนภัยในเบื้องต้นเมื่อพบสิ่งผิดปกติจากการอ่านค่าเครื่องมือวัด

ขอบเขตของการวิจัย

1. ศึกษาวิจัยที่เขื่อนขุนด่านปราการชล (เฉพาะเขื่อนคอนกรีตบดอัด) จังหวัดนครนายก
2. เครื่องมือวัดที่ใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมเขื่อนมี 7 ประเภท คือ

2.1	มาตรวัดอุณหภูมิ (Thermocouple)	จำนวน	139	หัว
2.2	มาตรวัดปริมาณการไหลซึม (Seepage Flowmeter)	จำนวน	80	ชุด
2.3	มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer)	จำนวน	106	หัว
2.4	บ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well)	จำนวน	13	ชุด
2.5	มาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter)	จำนวน	100	ชุด
2.6	ดิ่งวัดการเคลื่อนตัว (Pendulum)	จำนวน	12	ชุด
2.7	หมุดสำรวจ (Survey Station)	จำนวน	100	จุด
3. ติดตามการติดตั้งเครื่องมือวัด พร้อมทั้งทำการอ่านค่าและรวบรวมข้อมูลตั้งแต่เดือนกันยายน พ.ศ.2546 ซึ่งเป็นช่วงระหว่างการก่อสร้างจนถึงเดือนกุมภาพันธ์ พ.ศ.2550 ซึ่งสิ้นสุดฤดูกาลเก็บกักน้ำปีที่ 2 ส่วนข้อมูลในช่วงเริ่มต้นงานก่อสร้างนั้นได้จากผู้ที่ทำวิจัยไว้ก่อนหน้า
4. วิเคราะห์พฤติกรรมเขื่อนจากการตรวจวัดเครื่องมือวัดและเสนอแนะเกณฑ์เตือนภัย

การตรวจเอกสาร

ความเป็นมาและประเภทของเขื่อน

เขื่อน (Dam) คือ สิ่งก่อสร้างสำหรับกั้นทางน้ำเพื่อประโยชน์ในด้านการเกษตรกรรม อุปโภคบริโภค ป้องกันน้ำท่วม ผลิตกระแสไฟฟ้า ล่องเรือหรือท่องเที่ยวพักผ่อน เป็นต้น (U.S. Army Corps of Engineers [USACE], 2006) ส่วนเขื่อนเก็บกักน้ำ (Storage Dam) กรมชลประทาน (2547ก) ให้นิยามไว้ว่า “อาคารที่สร้างขึ้นเพื่อเก็บกักน้ำเอาไว้ใช้เป็นประโยชน์เพื่อการชลประทาน การป้องกันอุทกภัย และสาธารณูปโภค”

International Commission On Large Dams [ICOLD] (1982) ให้นิยาม “เขื่อนใหญ่” (Large Dam) ว่าหมายถึง เขื่อนที่มีความสูงมากกว่า 15 เมตร หรือมีความสูงระหว่าง 10 – 15 เมตรและต้องมีสิ่งใดสิ่งหนึ่งดังนี้ 1) มีความยาวเขื่อนไม่น้อยกว่า 500 เมตร 2) มีความจุอ่างเก็บน้ำไม่น้อยกว่า 1 ล้าน ลบ.ม. 3) มีความสามารถในการระบายน้ำไม่น้อยกว่า 2,000 ลบ.ม./วินาที 4) มีปัญหาด้านฐานรากที่ซับซ้อนมาก 5) มีการออกแบบเขื่อนที่ต่างจากปกติ (Unusual Design)

1. ความเป็นมาของเขื่อน

ในสมัยโบราณ บริเวณแม่น้ำลำคลองเป็นแหล่งอารยธรรมและเป็นที่ยึดต่อค้าขายของประชาชน โครงสร้างทางวิศวกรรมเกี่ยวกับน้ำในสมัยเริ่มแรกจึงเป็นการก่อสร้างคลองส่งน้ำซึ่งคาดว่าเริ่มมีการก่อสร้างมากกว่า 8,000 ปีในแถบเมโสโปเตเมีย ส่วนการก่อสร้างเขื่อนเริ่มขึ้นเมื่อ 6,000 ปีมาแล้ว ในแถบภูมิประเทศที่แห้งแล้ง คือ ประเทศจอร์แดน อียิปต์ และแถบตะวันออกกลาง เขื่อนในสมัยนั้นจะใช้วัสดุจากธรรมชาติคือ ดินและหินเป็นหลักโดยมีความสูงไม่มากนัก (World Commission on Dams [WCD], 2000) ร่องรอยเขื่อนที่เก่าแก่ที่สุดพบที่ประเทศจอร์แดนคือ เขื่อน Jawa สูง 4.5 เมตร ตัวเขื่อนเป็นวัสดุจำพวกดินและหิน โดยมีผนังหินก่อ (Masonry) 2 แถวอยู่ภายในตัวเขื่อน (Herzog, 1999) และอีกแห่งที่ประเทศอียิปต์สร้างเมื่อประมาณ 4,800 ปีมาแล้ว คือ เขื่อน Sadd-El-Kafara สูง 12 เมตร ประกอบด้วยผนังหินก่อด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ โดยมีแกนกลางเป็นดินและหิน แต่พังทลายเมื่อเก็บน้ำในปีแรกเนื่องจากน้ำไหลล้นข้ามสันเขื่อน ส่วนเขื่อนที่ยังใช้งานได้ในปัจจุบันเป็นเขื่อนดินในประเทศรัสเซีย (USSR) มีอายุประมาณ 3,000 ปี (ICOLD, 1974)

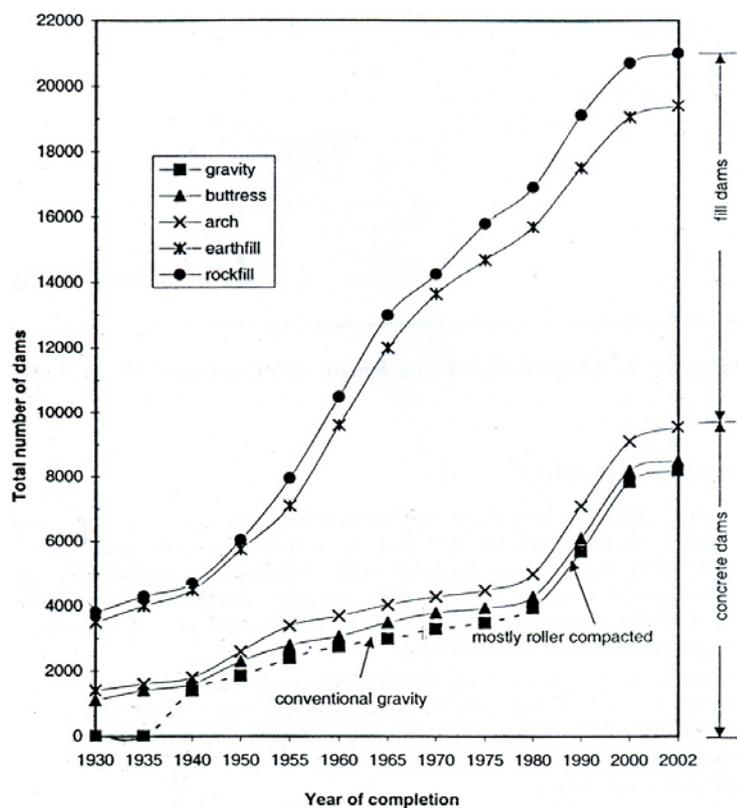
การสร้างเขื่อนหินก่อ (Masonry Dam) จะเลือกก่อสร้างในสถานที่ที่มีแหล่งหินคุณภาพซึ่งเริ่มขึ้นเมื่อ 2,700 ปีมาแล้ว เริ่มแรกเป็นการก่อสร้างเขื่อนหินก่อน้ำหนักถ่วง (Gravity Masonry) Khosr River สูงเพียง 3 เมตร ที่ประเทศอิรัก เมื่อ 700 ปีก่อนคริสตกาล ต่อมาได้มีการสร้างเขื่อนให้มีรูปร่างโค้งหรือมีค้ำยันด้านหลังเพื่อให้มีขนาดเขื่อนเล็กกลงและมีราคาก่อสร้างต่ำกว่าเขื่อนน้ำหนักถ่วงซึ่งมีขนาดใหญ่ โดยเริ่มสร้างเขื่อนหินก่อค้ำยัน (Buttress Masonry) Alcantarilla ที่ประเทศสเปน เมื่อ 200 ปีก่อนคริสตกาล และเขื่อนหินก่อโค้ง (Arch Masonry) ในประเทศฝรั่งเศสและสเปน เมื่อ 100 ปีก่อนคริสตกาล (James and Chanson, 2002) โดยเขื่อนหินก่อที่ยังใช้งานได้ในปัจจุบันคือ เขื่อนหินก่อน้ำหนักถ่วง Almaza สูง 21 เมตร สร้างเมื่อปี ค.ศ.1586 ในประเทศสเปน (Herzog, 1999)

ช่วงทศวรรษที่ 1870 ได้มีการสร้างเขื่อนคอนกรีตทดแทนเขื่อนหินก่อในหลายประเทศเนื่องจากก่อสร้างได้ง่ายกว่าและมีราคาก่อสร้างต่ำกว่า โดยเขื่อนคอนกรีตน้ำหนักถ่วงตัวแรกคือ เขื่อน Boyds Corner สร้างเสร็จเมื่อปี ค.ศ.1872 ในประเทศอเมริกา และเขื่อนคอนกรีตโค้งตัวแรกคือ เขื่อน 75-Miles สูง 5 เมตร สร้างเสร็จเมื่อปี ค.ศ.1880 ในประเทศออสเตรเลีย ต่อมาเมื่อความก้าวหน้าของเทคโนโลยีและองค์ความรู้เรื่องเขื่อนเพิ่มมากขึ้น จึงมีการออกแบบให้เขื่อนมีความทนทานและความสูงเพิ่มมากขึ้น โดยในช่วงปี ค.ศ.1931 - 1936 ประเทศอเมริกาได้สร้างเขื่อน Hoover สูง 221 เมตร ซึ่งนับเป็นจุดเริ่มต้นของเขื่อนคอนกรีตสมัยใหม่ (Modern Concrete Dam) และเป็นแบบอย่างในการออกแบบเขื่อนคอนกรีตต่อมา (James and Chanson, 2002)

แม้ว่าเขื่อนคอนกรีตจะมีความทนทานมากกว่าเขื่อนถม แต่เนื่องจากมีราคาแพงและใช้ระยะเวลาก่อสร้างมากกว่าเขื่อนถม ดังนั้นจึงได้มีการคิดค้นและพัฒนาเป็นการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัด ซึ่งมีความทนทานเช่นเดียวกับเขื่อนคอนกรีตแต่มีราคาก่อสร้างต่ำกว่าและก่อสร้างได้เร็วกว่า โดยเริ่มมีการก่อสร้างเขื่อน Shimajigawa ในปี ค.ศ.1978 ที่ประเทศญี่ปุ่น และได้รับความนิยมน้อยแต่หลายตั้งแต่ปี ค.ศ.1990 เป็นต้นมา (Hansen and Reinhardt, 1991)

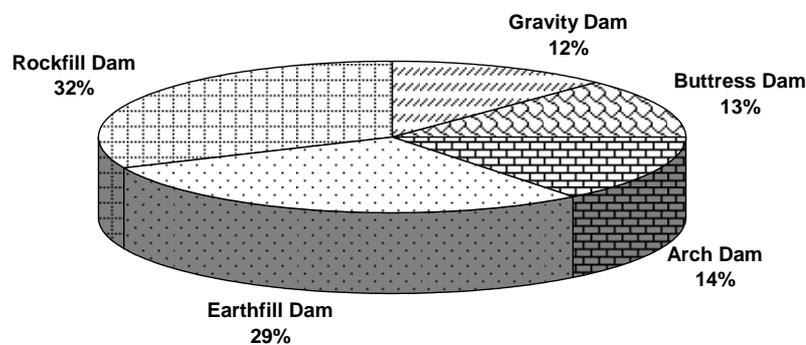
Mehrotra (2004) ได้เก็บรวบรวมจำนวนเขื่อนใหญ่ทั่วโลกพบว่า มีจำนวนมากกว่า 66,000 เขื่อน ดังแสดงในภาพที่ 1 ซึ่งจะเห็นได้ว่าการก่อสร้างเขื่อนถมอย่างต่อเนื่องตั้งแต่ปี ค.ศ.1940 เป็นต้นมา ส่วนการสร้างเขื่อนคอนกรีตยังคงมีจำนวนน้อยแต่เริ่มมีการสร้างเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด หลังจากปี ค.ศ.1990 เนื่องจากหลายๆประเทศนิยมสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัด และเมื่อพิจารณาเป็นสัดส่วนร้อยละจะเห็นได้ชัดเจนว่า ปัจจุบันเขื่อนถมจำพวกเขื่อนดินและเขื่อนหินยังคงมีจำนวน

มากกว่าเขื่อนคอนกรีต ดังแสดงในภาพที่ 2 นอกจากนี้ WCD (2000) ยังพบว่า ประเทศจีนมีการสร้างเขื่อนมากเป็นจำนวนเกือบครึ่งหนึ่งของเขื่อนทั่วโลก ดังแสดงในภาพที่ 3 ซึ่งได้จากการเก็บรวบรวมข้อมูลเขื่อนใหญ่จาก 140 ประเทศของสมาชิก ICOLD เมื่อปี ค.ศ.1998



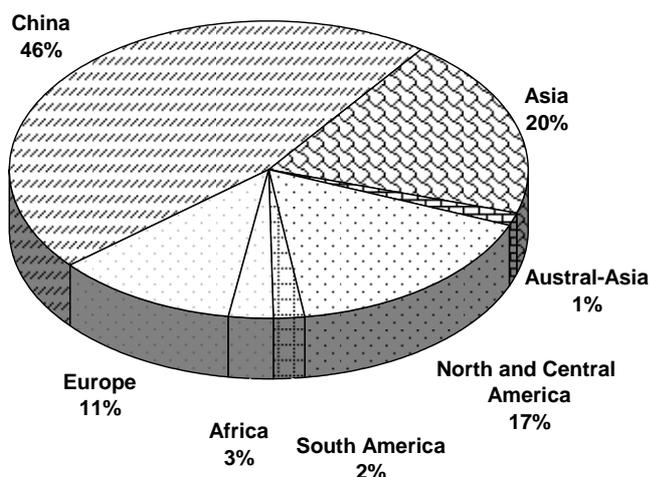
ภาพที่ 1 จำนวนเขื่อนใหญ่ประเภทต่างๆทั่วโลก

ที่มา: Mehrotra (2004)



ภาพที่ 2 สัดส่วนเขื่อนใหญ่ประเภทต่างๆทั่วโลก

ที่มา: Mehrotra (2004)



ภาพที่ 3 สัดส่วนเขื่อนใหญ่ของแต่ละทวีป

ที่มา: WCD (2000)

ประเทศไทยมีการก่อสร้างเขื่อนกั้นน้ำตั้งแต่สมัยขอมเรืองอำนาจ ประมาณปี พ.ศ.1500 และมีระบบกั้นน้ำปรากฏตามปราสาทต่างๆในสมัยรัชกาลสมเด็จพระนารายณ์มหาราช ส่วนการชลประทานสมัยใหม่ได้เริ่มขึ้นในสมัยรัชกาลที่ 5 ที่มีการก่อสร้างเขื่อนพระรามหกและมีการขุดคลองรังสิตประยูรศักดิ์ในภาคกลาง ต่อมาในช่วงปี พ.ศ.2490 – 2510 ได้มีการสร้างเขื่อนเก็บกักน้ำขนาดใหญ่หลายแห่ง เช่น เขื่อนแก่งกระจาน เขื่อนภูมิพล เขื่อนสิริกิติ์ เป็นต้น ในปัจจุบันประเทศไทยมีเขื่อนมากกว่า 4,000 เขื่อน โดยเป็นเขื่อนใหญ่จำนวน 285 เขื่อน ซึ่งส่วนใหญ่อยู่ในความรับผิดชอบของกรมชลประทาน (RID) และการไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย (EGAT) ส่วนเขื่อนคอนกรีตอัดมี 3 แห่งคือ เขื่อนปากมูล เขื่อนแม่สรวยและเขื่อนขุนด่านปราการชล (วรากร, 2550)

2. ประเภทของเขื่อน

หลักการออกแบบก่อสร้างเขื่อนในเบื้องต้นนั้นจะต้องพิจารณาถึงวัสดุที่มีในพื้นที่เป็นหลัก เพื่อให้ประหยัดค่าก่อสร้าง โดยจะต้องพิจารณาถึงสภาพภูมิประเทศและสภาพธรณีวิทยาาร่วมด้วย เพื่อความมั่นคงปลอดภัยของเขื่อน ส่วนการจำแนกประเภทเขื่อนนั้นอาจใช้เกณฑ์หลายประเภทในการจำแนก เช่น ขนาดเขื่อน วัตถุประสงค์การใช้งาน และวัสดุที่ใช้ก่อสร้าง เป็นต้น ทั้งนี้ วรากร (2550) ได้จำแนกประเภทเขื่อนตามวัสดุที่ใช้ก่อสร้างเป็น 2 ประเภทคือ เขื่อนดินหรือหินถม (Embankment Dam) และเขื่อนคอนกรีต (Concrete Dam)

2.1 เขื่อนดินหรือหินถม (Embankment Dam) คือ เขื่อนที่ก่อสร้างจากวัสดุที่เป็นดินหรือหินเป็นส่วนใหญ่ นำมาบดอัดเป็นตัวเขื่อนซึ่งมักมีรูปตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูโดยส่วนบนสันเขื่อนแคบและฐานเขื่อนผายกว้างออกไป เขื่อนถมจะเหมาะกับช่องเขาที่มีลักษณะผายกว้าง ใหญ่ เขาไม่ชันมากนัก โดยที่หินฐานรากไม่จำเป็นต้องแข็งแรงมากเหมือนเขื่อนคอนกรีต เขื่อนถมเองยังแบ่งย่อยได้อีก 3 ประเภท ดังนี้

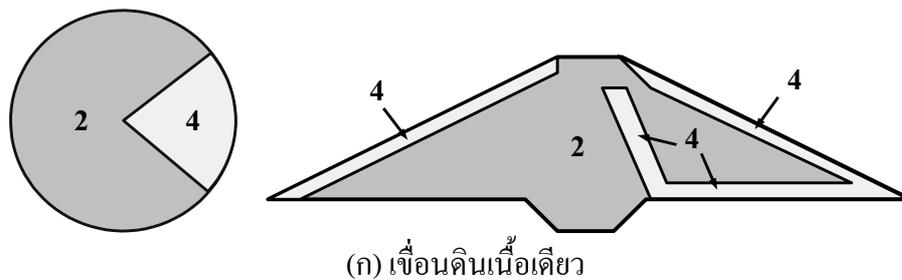
1) เขื่อนดินเนื้อเดียว (Homogeneous Dam) เป็นเขื่อนที่ก่อสร้างจากการบดอัดดินชนิดเดียวกันเป็นส่วนใหญ่ ส่วนมากจะเป็นดินกลุ่มของ GC, SC, ML และ CL ซึ่งสามารถบดอัดได้ดี ตัวเขื่อนมีความแข็งแรงและความทึบน้ำพอสมควร ดังภาพที่ 4(ก) เช่น เขื่อนมูลบน เขื่อนลำตะคอง จ.นครราชสีมา

2) เขื่อนถมแบ่งส่วน (Zoned Dam) ใช้ในกรณีที่ต้องสร้างเขื่อนถมที่ค่อนข้างใหญ่ หรือแหล่งวัสดุมีวัสดุหลายชนิดซึ่งแบ่งแยกพื้นที่กันชัดเจน มักจะใช้วัสดุหลายชนิดมาประกอบกัน โดยเลือกใช้วัสดุให้มีประสิทธิภาพสูงสุดตามศักยภาพ ทำให้ออกแบบเขื่อนให้มีความลาดชันได้มากกว่าเขื่อนดินเนื้อเดียว ดังภาพที่ 4(ข) เช่น เขื่อนลำปาว จ.กาฬสินธุ์ เขื่อนสิริกิติ์ จ.อุตรดิตถ์

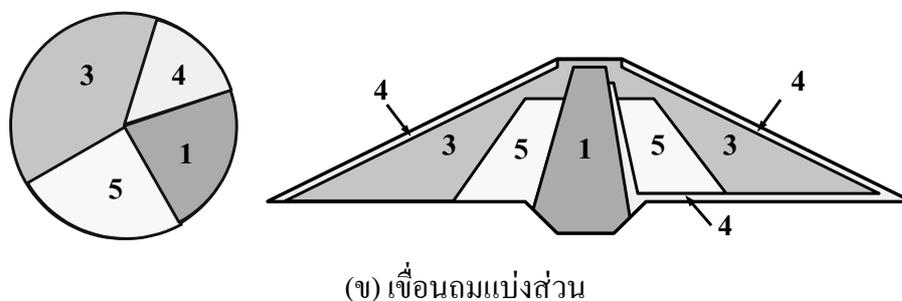
3) เขื่อนหินทิ้ง (Rockfill Dam) ใช้ในกรณีที่มีวัสดุก่อสร้างเป็นหินซึ่งหาได้ง่ายหรือราคาถูก เมื่อนำมาบดอัดเป็นตัวเขื่อนจะทำให้เขื่อนมีความลาดชันได้มากขึ้น และมีส่วนทึบน้ำเป็นดินเหนียวบริเวณแกนเขื่อน เช่น เขื่อนศรีนครินทร์ จ.กาญจนบุรี เขื่อนรัชชประภา (เขื่อนเชี่ยวหลาน) จ.สุราษฎร์ธานี นอกจากนี้ ลักษณะตัวเขื่อนอาจเป็นหินบดอัดทั้งหมดและมีส่วนทึบน้ำบริเวณลาดเขื่อนด้านเหนือน้ำซึ่งอาจทำการคาดด้วยคอนกรีต แอสฟัลต์ซีเมนต์ หรือวัสดุอื่นที่กันน้ำได้ ดังภาพที่ 4(ค) เช่น เขื่อนวชิราลงกรณ (เขื่อนเขาแหลม) จ.กาญจนบุรี

2.2 เขื่อนคอนกรีต (Concrete Dam) คือ เขื่อนซึ่งก่อสร้างโดยใช้คอนกรีตเป็นวัสดุสำคัญ ในการก่อสร้าง ในที่นี้จะแบ่งวัสดุคอนกรีตเป็น 2 ชนิดคือ คอนกรีตปกติ (Conventional Vibrated Concrete, CVC) ที่ทำให้แน่นด้วยเครื่องสั่น (Vibrator) และคอนกรีตบดอัด (Roller Compacted Concrete, RCC) ที่ทำให้แน่นด้วยการบดอัด โดยปกติเขื่อนคอนกรีตจะมีความแข็งแรงและคงทนมากกว่าเขื่อนถม แต่จะต้องมีหินฐานรากที่แข็งแรงเพื่อรองรับน้ำหนักเขื่อนที่มีน้ำหนักมาก เขื่อนคอนกรีตยังแบ่งย่อยได้อีก 3 ประเภท ดังนี้

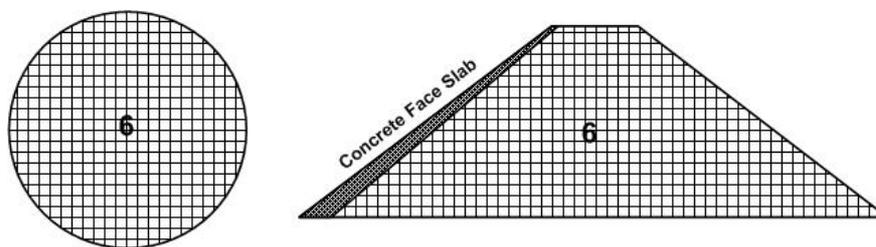
1) เขื่อนคอนกรีตน้ำหนักถ่วง (Concrete Gravity Dam) ออกแบบโดยใช้น้ำหนักตัวเขื่อนต้านแรงดันน้ำในอ่าง ทำให้เกิดแรงลัพธ์ที่มีทิศทางถ่ายลงสู่ฐานราก ดังนั้นฐานรากจึงต้องเป็นชั้นหินที่สามารถรับน้ำหนักได้ดี เช่น เขื่อนขุนด่านปราการชล จ.นครนายก ดังภาพที่ 5(ก)



(ก) เขื่อนดินเนื้อเดียว



(ข) เขื่อนถมแบ่งส่วน



(ค) เขื่อนหินทิ้งคาดหน้าด้วยคอนกรีต

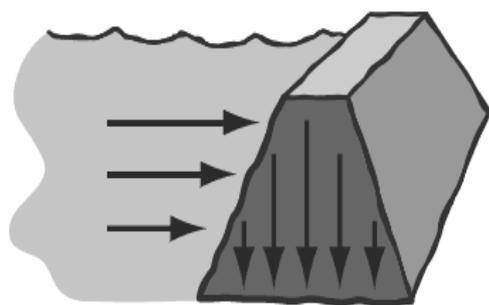
1	Impervious Material	2	Semi-Impervious Material	3	Semi-Pervious Material
4	Pervious Material	5	Mixed Material (Random)	6	Rock Material

ภาพที่ 4 เขื่อนถมประเภทต่างๆ

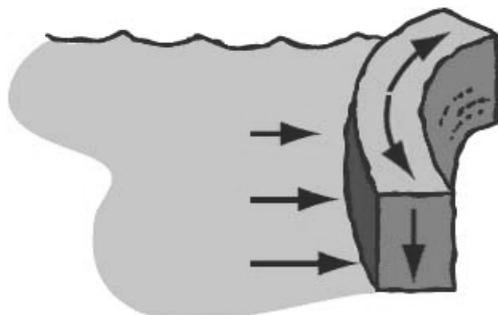
ที่มา: คัดแปลงจาก วรากร (2550)

2) เขื่อนคอนกรีตโค้ง (Concrete Arch Dam) มีลักษณะเป็นรูปโค้งซึ่งอาจเป็นแบบโค้งทางเดียว (แนวราบ) หรือโค้งสองทาง (แนวราบและแนวตั้ง) ตัวเขื่อนจึงมีลักษณะบางเนื่องจากพฤติกรรมการรับแรงของโค้ง (Arch Action) ที่สามารถรับแรงได้ดี จึงเกิดการถ่ายแรงดันน้ำในอ่างเป็นแรงกดในเนื้อคอนกรีตเข้าสู่ฐานยันเขื่อนเป็นส่วนใหญ่ ดังนั้นฐานยันเขื่อนต้องเป็นหินที่สามารถรับน้ำหนักได้ดี เช่น เขื่อนภูมิพล จ.ตาก ดังภาพที่ 5(ข)

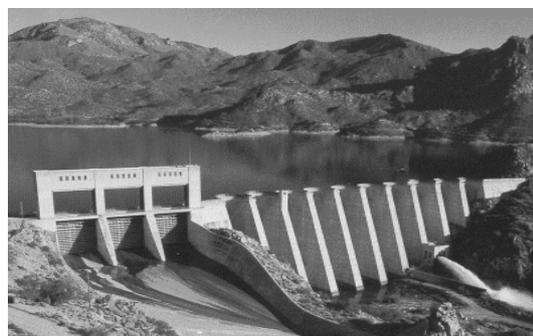
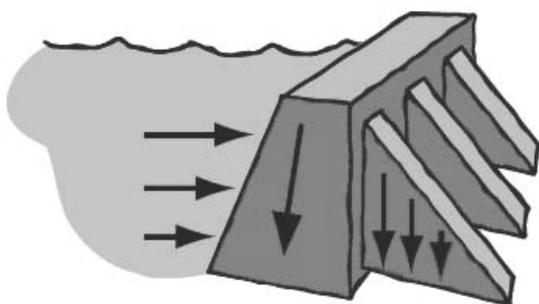
3) เขื่อนคอนกรีตค้ำยัน (Concrete Buttress Dam) ลาดหน้าเขื่อนเป็นแผ่นคอนกรีตเสริมเหล็กแนวเอียง เพื่อรองรับแรงดันน้ำและปิดกั้นการไหลซึมของน้ำ แผ่นคอนกรีตจะถูกรองรับด้วยค้ำยันค้ำยันคอนกรีต (Concrete Buttress) ซึ่งทำหน้าที่เป็นค้ำยันและถ่ายแรงดันน้ำในอ่างลงสู่หินฐานราก ดังนั้นฐานรากจึงต้องเป็นหินที่รับน้ำหนักได้ดี ดังภาพที่ 5(ค) เช่น เขื่อนพระตำหนักภูพานราชนิเวศน์ จ.สกลนคร



(ก) เขื่อนคอนกรีตน้ำหนักถ่วง



(ข) เขื่อนคอนกรีตโค้ง



(ค) เขื่อนคอนกรีตค้ำยัน

ภาพที่ 5 เขื่อนคอนกรีตประเภทต่างๆ

ความเป็นมาของเขื่อนคอนกรีตบดอัด

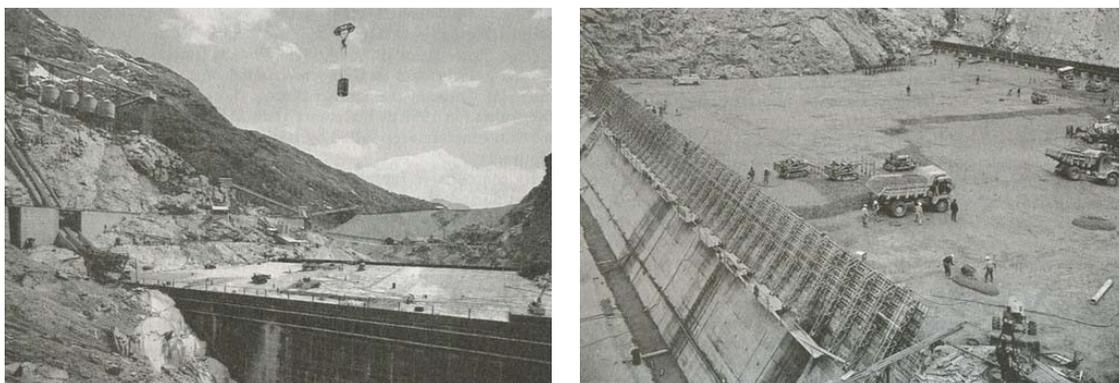
คอนกรีตบดอัด (Roller Compacted Concrete, RCC) คือ คอนกรีตที่ถูกทำให้แน่นโดยใช้เครื่องจักรบดอัด ซึ่งสามารถรองรับเครื่องจักรที่บดอัดได้แม้อยู่ในสภาวะที่ยังไม่ก่อตัว (ACI Committee, 2000) กล่าวคือเป็นคอนกรีตที่ไม่มีการยุบตัว (No slump) สามารถขนส่ง เท และบดอัดได้โดยใช้เครื่องจักรที่ใช้ในงานดิน จึงมีความแข็งแรงเช่นเดียวกับคอนกรีตปกติ (Conventional Vibrated Concrete, CVC) แต่ก่อสร้างได้เร็วกว่าและมีราคาต่ำกว่า (Hansen and Reinhardt, 1991)

จุดเริ่มต้นของการวิจัยและทำการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัด คือช่วงทศวรรษที่ 1970 ซึ่งได้พยายามนำข้อดีของการก่อสร้างเขื่อนดินและเขื่อนคอนกรีตมาประยุกต์รวมกัน คือเขื่อนคอนกรีตมีความคงทน ค่าบำรุงรักษาต่ำ มีขนาดเล็กเมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อนถมที่มีความสูงเดียวกัน และไม่เกิดความเสียหายกรณีเกิดการไหลล้นข้ามสันเขื่อน ส่วนเขื่อนดินมีราคาต่ำกว่าก่อสร้างและก่อสร้างได้รวดเร็ว ดังนั้นจึงได้มีการพัฒนาจนเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัดซึ่งใช้คอนกรีตที่ไม่มีค่ายุบตัวเป็นวัสดุและก่อสร้างเหมือนเขื่อนดิน ทำให้เขื่อนคอนกรีตบดอัดมีราคาต่ำกว่าและก่อสร้างได้เร็วกว่าเขื่อนคอนกรีต แต่มีความคงทนเช่นเดียวกับเขื่อนคอนกรีต ดังนั้นเขื่อนคอนกรีตบดอัดจึงได้รับการยอมรับและแพร่หลายตั้งแต่ทศวรรษที่ 1980 เป็นต้นมา (Mehrotra, 2004)

แนวคิดเริ่มต้นของการนำข้อดีของเขื่อนคอนกรีตและเขื่อนดิน ได้ถูกนำมาใช้สร้างเขื่อน Alpe Gera ประเทศอิตาลี ค.ศ.1961 ซึ่งเป็นเขื่อนคอนกรีตน้ำหนักถ่วง สูง 172 เมตร ใช้คอนกรีตที่มีปริมาณซีเมนต์น้อยบริเวณกลางตัวเขื่อนและบริเวณที่เกิดหน่วยแรงน้อย ทำการก่อสร้างเป็นขั้นๆ โดยใช้เทคนิคการเทและเกลี่ยเหมือนเขื่อนดิน ทำให้แน่นด้วยเครื่องสั่น (Immersion Vibrator) เป็นส่วนใหญ่ร่วมกับรถบดอัด ดังแสดงในภาพที่ 6 ต่อมาในปี ค.ศ. 1965 ที่ประเทศแคนาดา ได้มีการสร้างเขื่อน Manicougan I โดยใช้เทคนิคคล้ายกับการก่อสร้างเขื่อน Alpe Gera แต่ผิวหน้าด้านเหนือน้ำจะทำการเทคอนกรีตหล่อโดยใช้แบบหล่อชนิดเลื่อน (Slipform) ส่วนผิวเขื่อนด้านท้ายน้ำใช้แผ่นคอนกรีตคอนกรีตหล่อสำเร็จและทำรอยต่อทุกๆ 15 เมตร (Hansen and Reinhardt, 1991)

ปี ค.ศ.1970 Jerome Raphael เสนอเรื่อง The Optimum Gravity Dam ซึ่งกล่าวถึงการใช้ดินซีเมนต์ในการสร้างเขื่อนถม ทำให้สามารถลดขนาดหน้าตัดเขื่อนให้เล็กลงได้เนื่องจากวัสดุมี Shear Strength เพิ่มขึ้น รวมทั้งราคาต่ำกว่าก่อสร้างและประหยัดเวลาว่าการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีต ต่อมาในปี ค.ศ.1972 Robert W. Cannon เสนอเทคนิคการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตโดยใช้คอนกรีตที่ไม่มี

ค่ายุบตัว ขนส่งโดยรถบรรทุก เคลื่อนโดยรถเกรด และทำให้แน่นด้วยรถบดอัดสันตะเทือน ส่วนบริเวณผิวเขื่อนคอนกรีตที่มีปริมาณเพสต์สูงโดยใช้ Slipform (Hansen and Reinhardt, 1991)



ภาพที่ 6 เขื่อน Alpe Gera

การศึกษาวิจัยเกี่ยวกับเขื่อนคอนกรีตบดอัดเริ่มพร้อมๆกันทั้งในประเทศอเมริกา ญี่ปุ่น และ อังกฤษในช่วงทศวรรษที่ 1970 โดยมีแนวทางพัฒนาและก่อสร้างแตกต่างกันเพื่อให้เหมาะสมกับสภาพภูมิอากาศและสภาพภูมิประเทศบริเวณนั้นๆ กล่าวโดยสรุปมี 3 วิธีคือ วิธี Lean RCC Dam พัฒนาโดย U.S. Army Corps of Engineers (USACE) และได้ใช้สร้างเขื่อน Willow Creek สูง 52 เมตร ในปี ค.ศ.1982 วิธี High-paste RCC Dam เริ่มคิดค้นวิจัยที่ประเทศอเมริกาโดย Tennessee Valley Authority (TVA) และได้พัฒนาต่อเนื่องทั้งจากหน่วยงานในประเทศอังกฤษและประเทศอเมริกา ซึ่ง U.S. Bureau of Reclamation (USBR) ได้ใช้สร้างเขื่อน Upper Stillwater สูง 90 เมตร ในปี ค.ศ.1983 ส่วนวิธี Japanese RCD Dam เป็นวิธีที่คิดค้นพัฒนาและใช้ก่อสร้างที่ประเทศญี่ปุ่น โดยได้ทำการสร้างเขื่อน Shimajigawa สูง 89 เมตร ในปี ค.ศ.1978 ซึ่งนับเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัดแห่งแรกของโลก (Hansen and Reinhardt, 1991)

คอนกรีตบดอัดถูกนำมาใช้เป็นวัสดุสร้างเขื่อนและซ่อมแซมเขื่อนอย่างแพร่หลาย ดังเช่นกรณีของเขื่อนดิน Tarbela สูง 43 เมตร ประเทศปากีสถาน เมื่อเก็บน้ำปีแรก ค.ศ.1974 ได้เกิดการพังทลายบางส่วนของวัสดุครอบอุโมงค์ระบายน้ำ จึงต้องเร่งแก้ไขซ่อมแซมอย่างเร่งด่วนโดยใช้คอนกรีตบดอัดจำนวน 350,000 ลบ.ม. ใช้เวลาเพียง 42 วัน โดยมีอัตราการทำงานสูงสุดถึง 18,000 ลบ.ม./วัน ซึ่งเป็นการยืนยันถึงความรวดเร็วในการใช้คอนกรีตบดอัด นอกจากนี้ยังมีการซ่อมแซมและปรับปรุงเพิ่มเติมโดยใช้คอนกรีตบดอัดถึง 2.3 ล้าน ลบ.ม. (Hansen and Reinhardt, 1991)

การก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัดยังคงมีการพัฒนาวิธีการก่อสร้างให้มีประสิทธิภาพและรวดเร็วยิ่งขึ้น โดยอาศัยจากประสบการณ์และความก้าวหน้าของเทคโนโลยี โดยในปี ค.ศ.1978 มีการสร้างเขื่อนโดยใช้คอนกรีตหล่อแบบเลื่อน (Slipform Concrete) นำทางโดยเลเซอร์ (Laser-guided) และใช้ถั่วลอยเป็นส่วนผสมในคอนกรีตบดอัดที่เขื่อน Wimblehall ประเทศอังกฤษ ในปี ค.ศ.1984 ได้มีการสร้างเขื่อน Winchester สูง 21 เมตร ในประเทศอเมริกา โดยใช้คอนกรีตหล่อสำเร็จประกอบกับแผ่น Polyvinylchloride ทำผิวหน้าเขื่อนเพื่อให้ความทึบน้ำ (Hansen and Reinhardt, 1991) ในปี ค.ศ.1987 ได้มีการใช้ Grout-Enriched RCC (GE-RCC) ทำเขื่อนโดยใช้ปูนผสมกับคอนกรีตบดอัดข้างแบบ แล้วทำให้แน่นโดยเครื่องสั่นในการก่อสร้างเขื่อน Yantan ประเทศจีน ทำให้ทำงานได้ง่ายขึ้นและไม่ต้องรอกการทำ Slipform และได้ใช้กับเขื่อน Puding, Jiangya และ Miel 1 เป็นต้น ดังภาพที่ 7 แสดงตัวอย่างการทำ GE-RCC (Forbes, 2003)



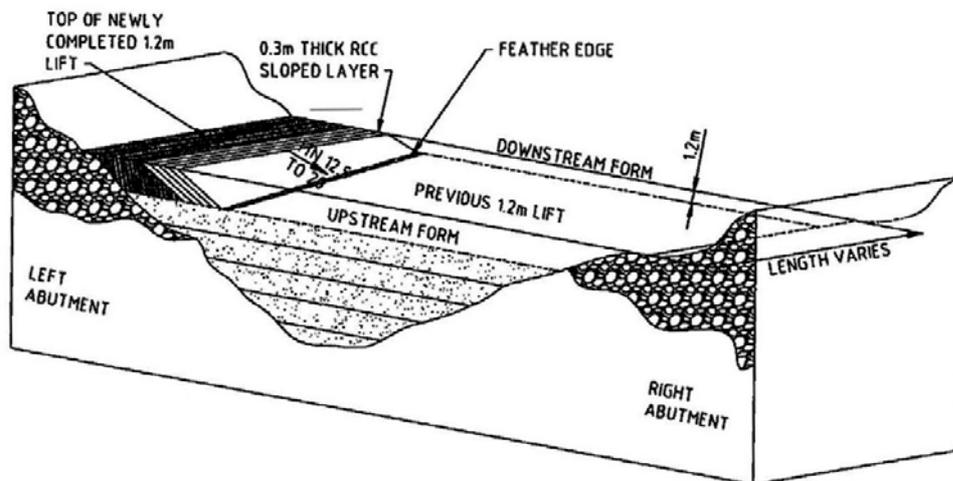
(ก) ถิตน้ำปูนผสมกับ RCC



(ข) ทำให้แน่นโดย Immersion Vibrator

ภาพที่ 7 การทำ Grout-Enriched RCC

ในปี ค.ศ. 1997 เขื่อน Jiangya สูง 131 เมตร ประเทศจีน ได้มีการพัฒนาใช้วิธีการเทคอนกรีตบดอัดเป็นแนวเอียง (Sloped Layer Method) ซึ่งจะช่วยลดจำนวนรอยต่อระหว่างชั้นและช่วยให้ก่อสร้างได้เร็วขึ้นถึง 50% และได้ใช้กับเขื่อน Tannur และ Lajeado เป็นต้น ดังแสดงในภาพที่ 8 (Forbes, 2003)



ภาพที่ 8 การก่อสร้างคอนกรีตบดอัดเป็นแนวเอียง

เขื่อนคอนกรีตบดอัดโค้ง (RCC Arch) แห่งแรกคือเขื่อน Saco de Nova Olinda สร้างเมื่อปี ค.ศ.1986 สูง 56 เมตร ประเทศบราซิล และเขื่อนคอนกรีตบดอัดโค้งน้ำหนักถ่วง (RCC Arch Gravity) แห่งแรกคือเขื่อน Knellpoort สร้างเมื่อปี ค.ศ.1988 สูง 50 เมตร ประเทศแอฟริกาใต้ (Hansen and Reinhardt, 1991) ณ ปัจจุบันเขื่อนคอนกรีตบดอัดที่สูงที่สุดคือเขื่อน Miel 1 สูง 192 เมตร ประเทศโคลัมเบีย โดยมีเขื่อน Ta Sang สูง 227 เมตร ประเทศพม่า อยู่ในระหว่างการก่อสร้าง (Forbes, 2003)

สำหรับการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัดในประเทศไทย เริ่มเมื่อ พ.ศ.2537 โดยได้มีการใช้คอนกรีตบดอัดเป็นส่วนหนึ่งของการก่อสร้างเขื่อนปากมูล สูง 26 เมตร ที่ จ.อุบลราชธานี มีปริมาตรคอนกรีตบดอัด 45,000 ลบ.ม. (สมชัย, 2542) พ.ศ.2542 สร้างเขื่อนแม่สรวย สูง 59 เมตร ที่ จ.เชียงราย ใช้คอนกรีตบดอัด 291,000 ลบ.ม. (ชนวัฒน์, 2541) และในปีเดียวกันได้เริ่มก่อสร้างเขื่อนขุนด่านปราการชล สูง 92 เมตร ที่ จ.นครนายก มีปริมาตรคอนกรีตบดอัดถึง 5 ล้าน ลบ.ม. ซึ่งเป็นเขื่อนที่มีปริมาตรคอนกรีตบดอัดมากที่สุดในโลก โดยเขื่อนทั้ง 3 แห่งนี้ได้ใช้ถ้ำลอยลิกไนต์จากเหมืองแม่เมาะ จ.ลำปาง เป็นสารเชื่อมประสานร่วมกับปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภท 1

แนวคิดในการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตบดอัด

แนวทางการออกแบบคอนกรีตบดอัด (RCC) แบ่งได้เป็น 2 วิธีคือ วิธีของงานดิน (Soil Philosophy) และวิธีของงานคอนกรีต (Concrete Philosophy) วิธีของงานดินจะพิจารณา RCC เสมือนมวลดินหรือมวลรวมที่ถูกปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นและความหนาแน่น ซึ่งที่พลังงานการบดอัดค่าหนึ่งจะทำให้เกิดความหนาแน่นแห่งสูงสุดที่ความชื้นเหมาะสมนั้นๆ ส่วนวิธีของงานคอนกรีตจะพิจารณา RCC เสมือนคอนกรีตปกติ (CVC) ซึ่งมีกำลังและคุณสมบัติอื่นๆขึ้นอยู่กับอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ (Water-Cement Ratio) ดังตารางที่ 1 แสดงข้อแตกต่างในการออกแบบ RCC ด้วยวิธีของงานดินและงานคอนกรีต ซึ่งปกติจะใช้ค่าเวลา Vebe ที่ 45 วินาทีเป็นเกณฑ์แบ่งแยก โดยทฤษฎีการออกแบบด้านงานคอนกรีตจะออกแบบให้ RCC มีปริมาณซีเมนต์เพสต์ (ปูนซีเมนต์ + ปอซโซลาน + น้ำ) มากเพียงพอต่อการอุดแทรกช่องว่างระหว่างมวลรวมภายหลังการบดอัด ดังนั้น RCC ที่ออกแบบด้วยวิธีนี้จึงมีความสามารถทำงานได้ (Workability) มากกว่า RCC ที่ออกแบบด้วยวิธีของงานดินซึ่งมีปริมาณซีเมนต์เพสต์ไม่มากเพียงพอต่อการอุดแทรกช่องว่างระหว่างมวลรวมภายหลังการบดอัด อย่างไรก็ตามทั้ง 2 วิธีก็มีจุดมุ่งหมายในการออกแบบส่วนผสมเหมือนกันคือ ได้ RCC ที่ไม่มีค่ายุบตัวและสามารถรองรับเครื่องจักรที่ทำงานในระหว่างการก่อสร้างได้แม้อยู่ในสถานะที่ยังไม่ก่อตัว (Hansen and Reinhardt, 1991)

1. ประเภทของเขื่อนคอนกรีตบดอัด

เมื่อพิจารณาถึงอัตราส่วนผสมและวิธีการก่อสร้างเขื่อน RCC พบว่า การออกแบบเขื่อน RCC ในปัจจุบันจำแนกได้เป็น 3 วิธี คือ (Hansen and Reinhardt, 1991)

1.1 Lean RCC Dam เริ่มพัฒนาโดยหน่วยงานของ USACE ตั้งแต่ปี ค.ศ.1970 โดยเริ่มทำแปลงทดสอบที่ Jackson และ Mississippi ประเทศอเมริกา เมื่อปี ค.ศ.1972 และเป็นหน่วยงานแรกที่ใช้คำว่า “Roller Compacted Concrete” แนวคิดในการออกแบบเขื่อนวิธีนี้คือ ใช้ปริมาณซีเมนต์น้อยเพียงเพื่อปรับปรุงคุณภาพมวลรวม และก่อสร้างจากฐานยันเขื่อนด้านหนึ่งไปสู่อีกด้านโดยไม่มีรอยต่อ (Contraction Joint) หรือมีระยะระหว่างรอยต่อค่อนข้างห่าง ดังนั้น RCC ที่ใช้จึงมีสารเชื่อมประสานค่อนข้างน้อยเพื่อให้เกิดความร้อนต่ำ โดยส่วนใหญ่ใช้ปริมาณซีเมนต์เพียง 47 – 74 กก./ลบ.ม. มักหนาชั้นละ 30 ซม. การก่อสร้างวิธีนี้จึงง่าย รวดเร็ว และราคาก่อสร้างต่ำ ได้

เริ่มก่อสร้างเขื่อน Willow Creek สูง 52 เมตร ในปี ค.ศ.1982 และเขื่อนอื่นๆที่ก่อสร้างโดยวิธีนี้ได้แก่ Copperfield, Middle Fork, Monksville และ Galesville เป็นต้น

ตารางที่ 1 เปรียบเทียบการออกแบบคอนกรีตบดอัดด้วยวิธีของงานดินและงานคอนกรีต

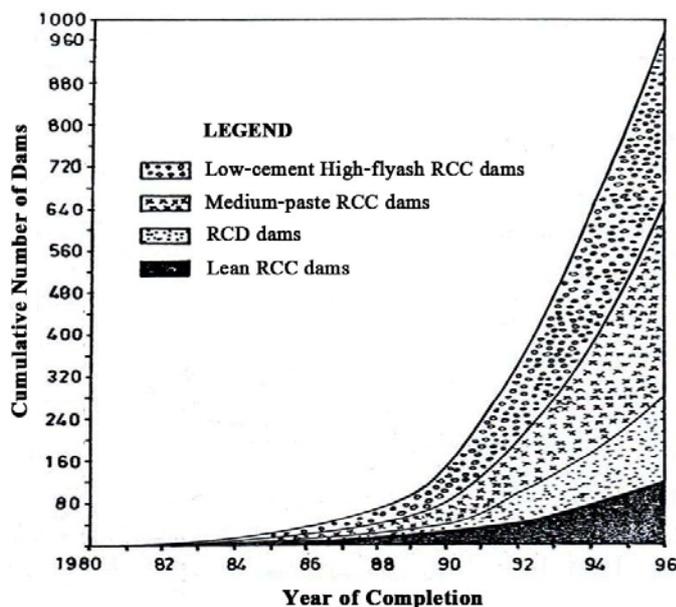
องค์ประกอบ	วิธีของงานดิน (Soil Philosophy)	วิธีของงานคอนกรีต (Concrete Philosophy)
1. วัสดุ		
ประยุกต์ใช้กับเขื่อน	Lean RCC Dam	High Paste RCC Dam และ Roller Compacted Dam
แนวคิดในการออกแบบ	ความชื้นเหมาะสมทำให้เกิดความหนาแน่นแห้งสูงสุด	อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ต่ำทำให้เกิดกำลังสูง
ลักษณะของช่องว่าง	ยังมีช่องว่างอยู่	ช่องว่างถูกเติมเต็มด้วยเพสต์
ทฤษฎี Air-Free Density (%)	< 98	≥ 98
Vebe Time (วินาที)	> 45	≤ 45
ขนาดคละของมวลรวม	ขนาดคละพอใช้-ดี	ขนาดคละดีมากเพื่อให้มีช่องว่างน้อยที่สุด
จำนวนฝุ่นละเอียด (#200)	มากถึง 10% โดยน้ำหนัก	น้อยมาก
สารเชื่อมประสาน	< 120 กก./ลบ.ม.	≥ 120 กก./ลบ.ม.
2. การออกแบบ		
แรงยึดเหนี่ยว (Cohesion)	< 1.4 MPa	≥ 1.4 MPa
ความชื้นน้ำ	ขึ้นอยู่กับปริมาณช่องว่างและระดับการบดอัด	ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติและปริมาณของเพสต์
กำลังรับแรงอัด (Compressive Strength)	สูงตามปริมาณซีเมนต์ที่ใช้	ลดลงตามปริมาณน้ำที่เพิ่มขึ้น
การควบคุมการไหลซึม	ใช้ผิวด้านหน้าเขื่อนกันน้ำ	ใช้ทั้งตัวเขื่อนกันน้ำ
3. การก่อสร้าง		
การเทและปู	การแยกตัวเป็นปัญหาหลัก	มีการแยกตัวน้อย
การบดอัด	ใช้รถบดอัดสันสะเทือน	ใช้รถบดอัดสันสะเทือน
ความหนาในการบดอัด	0.30 ม.	0.30 - 0.75 ม.

ที่มา: Hansen and Reinhardt (1991)

1.2 High Paste RCC Dam ริเริ่มโดย Tennessee Valley Authority (TVA) ประเทศอเมริกา ตั้งแต่ปี ค.ศ.1970 แล้วได้รับการพัฒนาให้ก้าวหน้าขึ้นที่ประเทศอังกฤษ โดยเริ่มทำแปลงทดสอบที่ Cornwall ปี ค.ศ.1976 ประเทศอังกฤษ ต่อมาเมื่อปี ค.ศ.1985 หน่วยงาน USBR เริ่มใช้สร้างเขื่อน Upper Stillwater สูง 90 เมตร ที่ประเทศอเมริกา แนวคิดในการออกแบบเขื่อนโดยวิธีนี้คือ มีประสิทธิภาพเทียบเท่ากับเขื่อน CVC แต่สามารถก่อสร้างได้ง่ายและรวดเร็วกว่า ส่วนความทึบน้ำจะออกแบบให้ RCC มีความทึบน้ำสูงโดยผิวหน้าเขื่อนเป็น CVC ใช้เพื่อความคงทนเท่านั้น ดังนั้น RCC จึงมีสารเชื่อมประสานสูงมากกว่า 150 กก./ลบ.ม. และอาจมีปอชโซลานมากถึง 80% ของสารเชื่อมประสาน มักหนาชั้นละ 30 ซม. ดังนั้นจึงนิยมออกแบบเขื่อนที่มีความสูงมาก ๆ ด้วยวิธีนี้ เนื่องจากมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างชั้นสูงและเนื้อ RCC มีความทึบน้ำสูง เขื่อนอื่นๆที่ก่อสร้างโดยวิธีนี้ได้แก่ Elk Creek, Knellpoort, Kengkou และ Santa Eugenia เป็นต้น

1.3 Japanese RCD Dam เป็นวิธีที่คิดค้นและพัฒนาที่ประเทศญี่ปุ่น ตั้งแต่ปี ค.ศ.1970 โดยเขื่อนแรกที่สร้างคือ Shimajigawa สูง 89 เมตร เมื่อปี ค.ศ.1978 แนวคิดในการออกแบบเขื่อนด้วยวิธีนี้คือ ก่อสร้างได้รวดเร็วและประหยัด แต่จะต้องมีคุณสมบัติด้านกำลัง ความคงทนและความทึบน้ำเช่นเดียวกับเขื่อน CVC เขื่อน RCC ประเภทนี้จะถูกออกแบบเพื่อความแข็งแรงไว้มาก (Conservative Design) เนื่องจากประเทศญี่ปุ่นเกิดแผ่นดินไหวบ่อยครั้งประกอบกับพื้นที่ทำนูนมีประชากรอยู่อย่างหนาแน่น ดังนั้นการก่อสร้างเขื่อน RCC ด้วยวิธีนี้จึงมีราคาสูงกว่าวิธีอื่นๆและใช้ก่อสร้างเฉพาะในประเทศญี่ปุ่น โดย RCC มีปริมาณสารเชื่อมประสาน 120 – 130 กก./ลบ.ม. ใช้สารปอชโซลาน 20 – 30 % ของสารเชื่อมประสาน หนาชั้นละ 70 – 100 ซม. มีรอยต่อทุกๆ 15 เมตร และมีมอร์ต้าเชื่อมประสานระหว่างชั้น มีปริมาณ CVC สูงถึง 50 – 60 % ของปริมาณเขื่อน เนื่องจากใช้ CVC ปรับระดับและทำผิวนอกหนา 2 – 3 เมตร เขื่อนอื่นๆที่สร้างโดยวิธีนี้ได้แก่ Tamagawa, Mano, Pirika และ Shiromizugawa เป็นต้น

Mehrotra (2004) แบ่งเขื่อน RCC เป็น 4 ประเภท โดยมีประเภท Medium Paste RCC Dam ซึ่งใช้ปริมาณสารเชื่อมประสานระหว่าง 100 – 150 กก./ลบ.ม. เพิ่มขึ้นจาก Hansen and Reinhardt (1991) ที่แบ่งเขื่อน RCC เป็น 3 ประเภท พร้อมทั้งได้เก็บรวบรวมจำนวนเขื่อน RCC ขนาดใหญ่ ประเภทต่างๆทั่วโลก พบว่า ปัจจุบันนิยมก่อสร้างเขื่อน RCC โดยใช้สารเชื่อมประสานมากกว่า 100 กก./ลบ.ม. คือประเภท Low-cement High-flyash RCC และ Medium Paste RCC มากกว่าประเภท Lean RCC ซึ่งนิยมก่อสร้างมากในช่วงแรกๆของการพัฒนาเขื่อน RCC ดังแสดงในภาพที่ 9



ภาพที่ 9 จำนวนเขื่อนคอนกรีตบดอัดประเภทต่างๆ

ที่มา: Mehrotra (2004)

2. ส่วนประกอบของคอนกรีตบดอัด

ส่วนประกอบของ RCC มีลักษณะเช่นเดียวกับ CVC คือ ประกอบด้วย สารเชื่อมประสาน มวลรวม น้ำ และสารผสมเพิ่ม แต่จะแตกต่างที่สัดส่วนของวัสดุ ซึ่ง RCC ส่วนใหญ่จะเน้นใช้สารเชื่อมประสานน้อยและสามารถปรับเปลี่ยนส่วนผสมได้หลากหลายตามความต้องการของผู้ออกแบบเพื่อให้สอดคล้องกับชนิดของวัสดุและสภาพแวดล้อมในบริเวณนั้นๆ ส่วนผสมของ RCC จึงมีช่วงกว้างมากโดยเฉพาะปริมาณสารเชื่อมประสาน ดังตารางที่ 2 แสดงขอบเขตปริมาณส่วนผสมของ RCC และ CVC ที่ใช้ในงานเขื่อน โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

2.1 สารเชื่อมประสาน ประกอบด้วยปูนซีเมนต์และปอชโซลาน ส่วนใหญ่จะเลือกใช้ปูนซีเมนต์ประเภท 1 หรือ 2 ร่วมกับเถ้าลอย (Fly Ash) เพื่อลดความร้อนของปฏิกิริยาไฮเดรชันที่เกิดขึ้นในช่วงแรก ส่วนใหญ่ใช้เถ้าลอย 40 – 60 % ของสารเชื่อมประสาน (บางแห่งอาจสูงถึง 80% แต่ในบางพื้นที่อาจไม่มีการใช้เถ้าลอยเนื่องจากขาดแคลนหรือมีค่าใช้จ่ายสูง) ส่วนปูนซีเมนต์ใช้เพียงประมาณ 90 กก./ลบ.ม. โดยเขื่อนบางแห่ง เช่น Zaaihoek และ Arabie ในประเทศแอฟริกาใต้ ใช้ปูนซีเมนต์เพียง 36 กก./ลบ.ม. หรือในกรณีของเขื่อน Uruguay-I ประเทศอาร์เจนตินา ใช้สารเชื่อมประสานเพียง 60 กก./ลบ.ม. (ACI Committee 207, 1999; Hansen and Reinhardt, 1991)

ตารางที่ 2 ปริมาณส่วนผสมของคอนกรีตบดอัดและคอนกรีตปกติในงานเขื่อน

ส่วนประกอบ	เขื่อนคอนกรีตบดอัด	เขื่อนคอนกรีตปกติ
สารเชื่อมประสาน (กก./ลบ.ม.)	60 – 300	110 - 300
ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (กก./ลบ.ม.)	36 – 180	80 – 280
ปอชโซลาน/สารเชื่อมประสาน (%)	0 – 80	0 – 50
มวลรวม (ร้อยละของส่วนผสม)	85 – 95 (\approx 90)	80 – 95 (\approx 90)
ขนาดโตสุดของมวลรวม (นิ้ว)	2 – 6 (\approx 3)	3 – 10 (\approx 6)
มวลรวมละเอียด (ร้อยละของมวลรวม)	30 – 50 (\approx 35)	20 – 35 (\approx 25)
น้ำ (กก.)	90 – 140 (\approx 105)	80 – 160 (\approx 110)
สารผสมเพิ่ม	ใช้เฉพาะ High Paste RCC และ Japanese RCD	ขึ้นอยู่กับผู้ออกแบบ

ที่มา: ACI Committee 207 (1996, 1999); Hansen and Reinhardt (1991)

2.2 มวลรวม ประกอบด้วยทรายและหิน RCC และ CVC มีสัดส่วนมวลรวมใกล้เคียงกันคือประมาณ 90% ของส่วนผสม แต่จะแตกต่างกันที่ RCC มีขนาดโตสุดของมวลรวม (Maximum Size Aggregation, MSA) น้อยกว่า และมีปริมาณทรายมากกว่า ทั้งนี้เพื่อลดปัญหาการแยกตัว (Segregation) ซึ่งมักจะเกิดกับ RCC ที่ค่อนข้างแห้ง (ACI Committee 207, 1996, 1999)

2.3 น้ำ ที่ใช้ในการผสมและการบ่มควรเป็นน้ำสะอาด ไม่มีปริมาณน้ำมัน กรด ต่าง เกลือ และสารอินทรีย์มากจนกระทั่งขัดขวางการพัฒนากำลังของ RCC ปกติใช้น้ำประมาณ 105 กก./ลบ.ม. ซึ่งใกล้เคียงกับ CVC แต่เมื่อเปรียบเทียบอัตราส่วนน้ำต่อสารเชื่อมประสาน $\left(\frac{W}{C+P}\right)$ พบว่า RCC มีค่าสูงและมีช่วงกว้างระหว่าง 0.4 – 1.5 โดยเฉพาะเขื่อนประเภท Lean RCC มีค่า 1.0 – 1.5 ทั้งนี้เนื่องจากว่า RCC ส่วนใหญ่มีปริมาณสารเชื่อมประสานน้อยกว่า CVC อยู่มาก (ACI Committee 207, 1999; Hansen and Reinhardt, 1991)

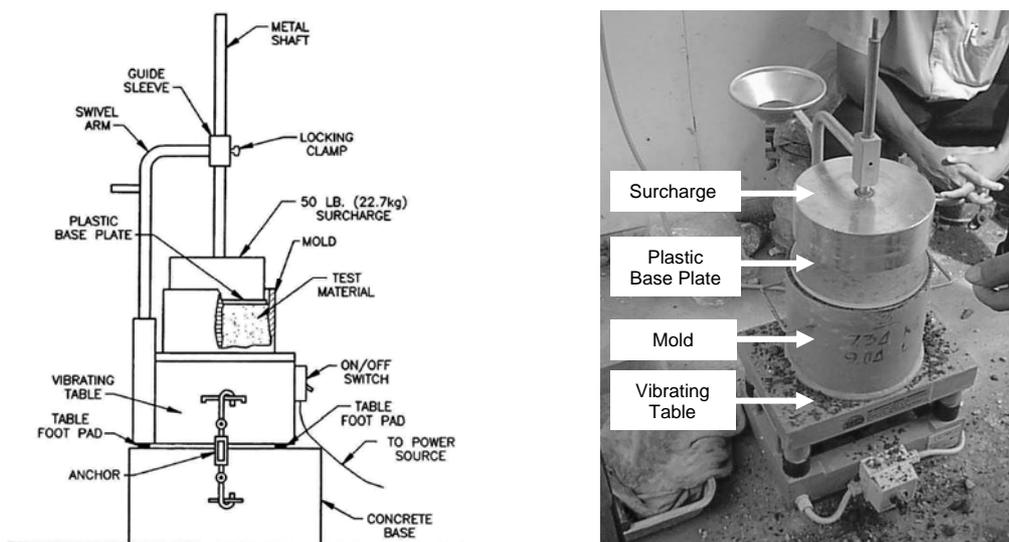
2.4 สารผสมเพิ่ม (Admixture) ใช้เพื่อให้ส่วนผสมมีความสามารถทำงานได้ดีขึ้น หรือสามารถถูกบดอัดให้แน่นได้ง่ายขึ้น สารผสมเพิ่มที่นิยมใช้คือ สารลดน้ำและสารหน่วงการก่อตัว ทั้งนี้เพื่อให้ยึดเวลาการก่อตัวและลดการเกิดรอยต่อเย็น (Cold Joint) โดยจะใช้ได้ผลดีกับเขื่อนประเภท High Paste RCC และ Japanese RCD เช่น ในการก่อสร้างเขื่อน Elk Creek ได้ใช้สารหน่วงการก่อตัวร่วมกับสารลดน้ำพบว่า สามารถลดปริมาณน้ำได้ 16.3 กก./ลบ.ม. ลดค่าเวลา Vebe จาก 20 เหลือ 10 วินาที และการพัฒนากำลังดีขึ้นหลังจากอายุ 55 วันไปแล้ว ส่วนเขื่อน RCD ในประเทศญี่ปุ่นได้มีการใช้สารกักกระจายฟองอากาศและสารลดน้ำในทุกส่วนผสม (Hansen and Reinhardt, 1991) นอกจากนี้ยังมีการใช้สารลดน้ำและหน่วงการก่อตัวที่อุณหภูมิสูง (High Temperature Water-Reducing Retarder) ต่อเขื่อน Longtan ในประเทศจีน ทำให้หน่วงการก่อตัวได้ถึง 8 ชั่วโมงในสภาพอากาศที่มีอุณหภูมิสูงถึง 35 °C (Changnong and Chuanlin, 1999)

3. คุณสมบัติของคอนกรีตบดอัด

คุณสมบัติของ RCC ขึ้นอยู่กับอัตราส่วนผสม คุณภาพของวัสดุ และพลังงานของการบดอัด โดยส่วนใหญ่จะมีคุณสมบัติใกล้เคียงกับ CVC แต่คุณสมบัติบางอย่าง เช่น ความสามารถทำงานได้ และความชื้นน้ำของ RCC จะมีช่วงกว้างกว่า เนื่องจากความหลากหลายในการก่อสร้างและการใช้ปริมาณสารเชื่อมประสาน ทั้งนี้ไม่จำเป็นเสมอไปว่า RCC ที่ดีจะต้องถูกออกแบบให้มีความสูงหรือความคงทนสูง แต่ควรจะต้องคำนึงถึงคุณสมบัติที่สอดคล้องกับสถานะการใช้งานและมีราคาประหยัด ซึ่งคุณสมบัติต่างๆของ RCC มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

3.1 ความสามารถทำงานได้ (Workability)

คุณสมบัติที่บ่งบอกถึงความง่ายในการผสม ขนส่ง เทและบดอัดโดยไม่เกิดการแยกตัวของคอนกรีตสดคือ ความข้นเหลว (Consistency) ซึ่งทดสอบด้วยวิธี Slump Test แต่เนื่องจาก RCC ไม่มีค่ายุบตัวจึงต้องทดสอบด้วยวิธี Vebe Time Test (ASTM C 1170) ซึ่งเป็นการสั่นตัวอย่างด้วย Vibrating Table และจับเวลาจนกระทั่งน้ำปูนเอ่อล้นขึ้นมาสัมผัสแผ่นพลาสติกใส ดังภาพที่ 10 โดยส่วนใหญ่ RCC มีค่า Vebe 10 – 30 วินาที และการใช้ทรายธรรมชาติที่มีรูปร่างกลมมนทำให้ค่า Vebe น้อยกว่าทรายจากการโม่หินที่มีรูปร่างเหลี่ยมคม (ACI Committee 207, 1999)



ภาพที่ 10 การทดสอบความชื้นเหลวด้วยวิธี Vebe Time Test

3.2 กำลัง (Strength)

กำลังรับแรงอัด (Compressive Strength) เป็นคุณสมบัติที่สำคัญของ RCC ซึ่งหากมีค่าสูงมักมีคุณสมบัติอื่น ๆ ดีไปด้วย ปัจจัยที่ส่งผลต่อกำลังรับแรงอัดคือ ปริมาณปูนซีเมนต์ คุณภาพมวลรวม และพลังงานในการบดอัด โดยปกติจะออกแบบกำลังรับแรงอัด 140 – 210 ksc ที่อายุ 90 วันหรือ 1 ปี เนื่องจากโครงสร้างไม่จำเป็นต้องรับแรงมากนักในช่วงแรก ทำให้สามารถออกแบบส่วนผสมให้มีปริมาณปูนซีเมนต์น้อยๆ ได้ (USACE, 2000) อย่างไรก็ตาม เชื่อบางแห่งอาจมีกำลังรับแรงอัดเพียง 70 ksc หรืออาจสูงถึง 500 ksc ที่อายุ 1 ปี และจากการเจาะเก็บตัวอย่างในสนาม พบว่ามีค่าประมาณ 75% ของตัวอย่างในห้องทดสอบ (ACI Committee 207, 1999)

กำลังรับแรงดึงและความสามารถในการรับความเครียด (Tensile Strength and Tensile Strain Capacity) เป็นคุณสมบัติที่สำคัญในการประเมินการแตกร้าวอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิหรือแรงกระทำภายนอก ปกติกำลังรับแรงดึงมีค่าประมาณ 5 – 15 % ของกำลังรับแรงอัด (ACI Committee 207, 1999) ส่วนใหญ่จะนิยมทดสอบด้วยวิธี Splitting Test แต่เนื่องด้วยวิธีนี้ให้ค่ากำลังรับแรงดึงสูงกว่าที่เป็นจริง จึงต้องปรับลดค่ากำลัง (Conversion Factor) 0.75 (USACE, 2000) ทั้งนี้ RCC ที่มีกำลังรับแรงดึงสูงจะมีค่า Tensile Strain Capacity สูงด้วย โดยส่วนใหญ่มีค่า 90 – 150 μ (μ = micro-strain) ซึ่งหาก RCC เกิด Tensile Strain สูงกว่าค่า Tensile Strain Capacity ก็จะทำให้เกิดการแตกร้าว (ACI Committee 207, 1999)

กำลังรับแรงเฉือน (Shear Strength) เป็นคุณสมบัติที่สำคัญที่สุดต่อเสถียรภาพเขื่อน โดยปกติมีค่าประมาณ 16 – 39 % ของกำลังรับแรงอัด (ACI Committee 207, 1999) กำลังรับแรงเฉือนประกอบด้วย 2 ส่วนคือ แรงยึดเหนี่ยว (Cohesion) ขึ้นอยู่กับปริมาณสารเชื่อมประสานและอายุ มีค่าระหว่าง 5 – 40 ksc และมุมเสียดทาน (Friction Angle) ขึ้นอยู่กับชนิดและรูปร่างของมวลรวม มีค่าระหว่าง 40 – 60 องศา แต่ที่บริเวณรอยต่อระหว่างชั้นอาจมีค่าต่ำเพียง 25% ของบริเวณที่ไม่มียรอยต่อ ดังนั้นจึงต้องให้ความสำคัญกับรอยต่อระหว่างชั้นเป็นพิเศษ (USACE, 2000)

3.3 ความยืดหยุ่น (Elastic)

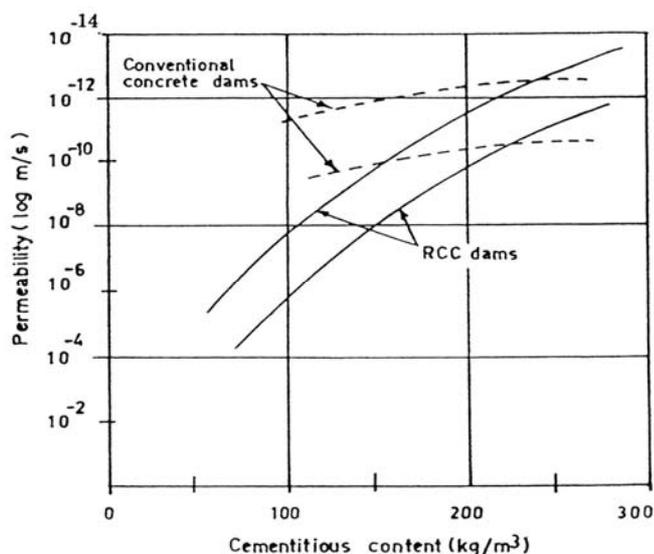
โมดูลัสความยืดหยุ่น (Modulus of Elasticity) เป็นคุณสมบัติที่บอกระดับความแข็งแรงหรือแสดงถึงความสามารถต้านทานการเสียรูปเมื่อมีแรงกระทำ คำนวณได้จากอัตราการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงต่อความเครียดในช่วงอีลาสติก ส่วนใหญ่มีค่าระหว่าง 0.3×10^5 ksc ที่ 28 วัน ถึง 3.6×10^5 ksc ที่ 1 ปี ซึ่งมีค่าใกล้เคียงหรือต่ำกว่า CVC เล็กน้อย ปัจจัยที่ส่งผลต่อค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น คือ ชนิดของมวลรวม อายุและกำลังของ RCC โดย RCC ที่มีค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นต่ำจะเกิดการแตกร้าวน้อย เนื่องจากสามารถรับความเครียดได้มากขึ้น (Mehrotra, 2004)

อัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio) คืออัตราส่วนการหดสั้นสัมพัทธ์ คำนวณได้จากอัตราส่วนระหว่างความเครียดด้านข้างต่อความเครียดในแนวแกนที่แรงกระทำ โดยส่วนใหญ่มีค่าระหว่าง 0.15 - 0.23 ซึ่งใกล้เคียงกับ CVC (Mehrotra, 2004)

3.4 ความซึมน้ำ (Permeability)

RCC ส่วนใหญ่จะค่อนข้างทึบน้ำพอสมควรเนื่องจากมีช่องว่างน้อย โดยมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องหลายอย่าง เช่น อัตราส่วนผสม พลังงานการบดอัด การควบคุมคุณภาพและวิธีการก่อสร้าง ฯลฯ ดังนั้นจึงมีช่วงกว้างตั้งแต่ 10^{-4} – 10^{-13} m/s ส่วน CVC มีค่า 10^{-10} – 10^{-12} m/s ดังภาพที่ 11 เป็นกราฟแสดงค่าความซึมน้ำของเขื่อน RCC และเขื่อน CVC ที่ใช้สารเชื่อมประสานปริมาณต่างๆ พบว่าความซึมน้ำมีค่าสูงเมื่อปริมาณสารเชื่อมประสานมีค่าน้อยโดยเฉพาะเมื่อน้อยกว่า 150 กก./ลบ.ม. ความซึมน้ำของเขื่อน RCC จะมีค่าสูงขึ้นอย่างมากเนื่องจากการไหลซึมผ่านรอยต่อระหว่างชั้น (Mehrotra, 2004) ดังเช่นเขื่อน Willow Creek ซึ่งเป็นเขื่อนประเภท Lean RCC เกิดความซึมน้ำสูงถึง 2×10^{-4} m/s เนื่องจากใช้สารเชื่อมประสานเพียง 66 กก./ลบ.ม. (Hansen and Reinhardt, 1991)

Hansen and Reinhardt (1991) แนะนำว่าความซึมน้ำของเขื่อน RCC ที่ใช้เก็บกักน้ำเป็นหลักควรมีค่าไม่เกิน 10^{-8} m/s ส่วนความซึมน้ำของเขื่อน CVC นั้น USBR แนะนำว่าควรมีค่าไม่เกิน 1.5×10^{-11} m/s (เขื่อน CVC ส่วนใหญ่มีค่าอยู่ในช่วง $5 \times 10^{-11} - 5 \times 10^{-12}$ m/s)



ภาพที่ 11 ค่าความซึมน้ำของเขื่อนคอนกรีตบดอัดและเขื่อนคอนกรีตปกติ
ที่มา: Mehrotra (2004)

3.5 การเปลี่ยนแปลงปริมาตร (Volume Change)

การหดตัวแบบแห้ง (Drying Shrinkage) เกิดจากการสูญเสียน้ำเมื่อคอนกรีตแข็งตัว แต่ถ้าคอนกรีตเปียกชื้นขึ้นมาใหม่ คอนกรีตอาจขยายตัวกลับได้ถึง 60 – 70 % ของการหดตัวครั้งแรก (Initial Drying Shrinkage) โดยปกติการหดตัวแบบแห้งของ RCC ที่อายุ 1 ปีมีค่า 200 – 300 μ (Mehrotra, 2004) ซึ่งน้อยกว่า CVC ที่มีค่า 300 – 500 μ ทั้งนี้เนื่องจาก RCC มีปริมาณน้ำและสารเชื่อมประสานน้อยกว่า (ACI Committee 207, 1996)

การหดตัวแบบออโตจีนีซ (Autogenous Shrinkage) เกิดจากน้ำในช่องว่างกะปิลลารี (Capillary Pore) ถูกใช้ในการทำปฏิกิริยาไฮเดรชัน ซึ่งเป็นการสูญเสียน้ำขึ้นภายในคอนกรีตเอง โดยไม่มีการสูญเสียน้ำขึ้นไปสู่สิ่งแวดล้อม โดยปกติการหดตัวแบบออโตจีนีซของ RCC ที่อายุ 1 ปีมีค่า 15 – 25 μ ที่อายุ 1 ปี (Mehrotra, 2004) ซึ่งน้อยกว่า CVC ที่มีค่า 40 – 50 μ ทั้งนี้เนื่องจาก RCC มีปริมาณสารเชื่อมประสานน้อยกว่า (ACI Committee 207, 1996)

การคืบ (Creep) คือการเพิ่มขึ้นของความเครียดภายใต้น้ำหนักที่กระทำค้างไว้ การคืบขึ้นอยู่กับชนิดของมวลรวมเป็นหลักและกำลังของคอนกรีต โดย RCC ที่มีกำลังต่ำหรือใช้มวลรวมที่มีโมดูลัสความยืดหยุ่นต่ำจะมีค่าการคืบสูง ซึ่งจะทำให้โครงสร้างมีการเสีรูปร่างง่ายขึ้น แต่ข้อดีของการคืบคือ ช่วยลดหน่วยแรงที่เกิดจากการยึดรั้งและช่วยให้การแตกร้าวน้อยลง โดยปกติค่าสัมประสิทธิ์การคืบ (Creep Coefficient) ของ RCC มีค่าระหว่าง $50 - 500 \mu / \text{MPa}$ และมีค่าใกล้เคียงกับ CVC ที่ใช้มวลรวมชนิดเดียวกัน (Mehrotra, 2004)

3.6 คุณสมบัติด้านความร้อน (Thermal Properties)

คุณสมบัติด้านความร้อน ได้แก่ สัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อน ค่าการนำความร้อน ค่าความร้อนจำเพาะและค่าการแผ่กระจายความร้อน ค่าต่างๆเหล่านี้ถูกใช้ในการคาดการณ์อุณหภูมิและประเมินหน่วยแรงเนื่องจากความร้อน (Thermal Stress) ที่จะเกิดขึ้นในตัว เช่น ปัจจัยหลักที่ส่งผลต่อคุณสมบัติด้านความร้อนคือ ปริมาณและชนิดของมวลรวม รวมถึงปริมาณสารเชื่อมประสาน ดังนั้น RCC และ CVC ที่มีส่วนผสมดังกล่าวใกล้เคียงกันจึงมีคุณสมบัติด้านความร้อนใกล้เคียงกัน (Mehrotra, 2004) ดังรายละเอียดต่อไปนี้

- ค่าสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อน (Coefficient of Thermal Expansion, CTE) เป็นค่าที่แสดงถึงความง่ายในการขยายตัวเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้น โดยปกติ RCC มีค่า CTE $5 - 12 \mu / ^\circ\text{C}$ แต่การใช้มวลรวมประเภท Quartz หรือ Sandstone ประกอบกับใช้สารเชื่อมประสานมากจะส่งผลให้มีการขยายตัวสูง (Mehrotra, 2004)

- ค่าการนำความร้อน (Thermal Conductivity, K) แสดงถึงความสามารถในการถ่ายเทความร้อนจากบริเวณที่มีอุณหภูมิสูงไปยังที่อุณหภูมิต่ำ RCC ส่วนใหญ่มีค่า K $6 - 8 \text{ kJ}/(\text{m}\cdot\text{hr}\cdot^\circ\text{C})$ การใช้มวลรวมประเภท Quartz หรือ Sandstone จะให้ค่า K สูง โดยเฉพาะ RCC ที่มีความชื้นสูง เพราะน้ำมีค่าการนำความร้อนมากกว่าอากาศถึง 25 เท่า (Mehrotra, 2004) และ Neville (2002) พบว่าหาก CVC มีความชื้นเพิ่มขึ้น 10% ค่า K อาจเพิ่มได้ถึง 1.5 เท่า

- ค่าความร้อนจำเพาะ (Specific Heat, C) คือปริมาณความร้อนที่ทำให้วัสดุหนึ่งหน่วยน้ำหนักมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้น 1°C กล่าวคือ ยิ่งวัสดุนั้นมีค่า C สูง ยิ่งต้องใช้ปริมาณความร้อนมากเพื่อที่จะทำให้วัสดุนั้นมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้น ส่วนใหญ่แล้ว RCC มีค่า C $0.8 - 1.1 \text{ kJ}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C})$

(Mehrotra, 2004) นอกจากนี้ Neville (2002) ยังพบว่าเมื่ออุณหภูมิสูงขึ้นหรือความหนาแน่นของ CVC มีค่าต่ำลง ค่า C จะมีค่าสูงขึ้น และพบว่าค่า C และค่า h^2 จะลดลงตามอัตราการเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชันในลักษณะเชิงเส้น

- ค่าการแผ่กระจายความร้อน (Thermal Diffusivity, h^2) แสดงถึงความสามารถในการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของวัสดุ กล่าวคือ เป็นอัตราส่วนระหว่าง Thermal Conductivity (K) และ Volume Heat Capacity ($\rho \times C$) ดังแสดงในสมการที่ (1) โดยปกติ RCC มีค่า $h^2 = 3.3 - 5.0 \text{ m}^2/(\text{hr} \times 10^3)$ (Mehrotra, 2004)

$$h^2 = \frac{K}{C \times \rho} \quad (1)$$

เมื่อ h^2 = Thermal Diffusivity, $\text{m}^2/(\text{hr} \times 10^3)$

K = Thermal Conductivity, $\text{kJ}/(\text{m}\cdot\text{hr}\cdot^\circ\text{C})$

C = Specific Heat, $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C})$

ρ = Density of RCC, kg/m^3

ดังนั้น RCC ที่มีคุณสมบัติด้านความร้อนที่ดีจึงต้องสามารถระบายความร้อนได้ดี มีอุณหภูมิเกิดขึ้นน้อยและเกิดการขยายตัวต่ำ กล่าวคือ มีค่าการนำความร้อน (K) สูง ค่าการแผ่กระจายความร้อน (h^2) สูง ค่าความร้อนจำเพาะ (C) สูง และสัมประสิทธิ์การขยายตัวเนื่องจากความร้อน (CTE) ต่ำ ทั้งนี้ Mehrotra (2004) กล่าวว่า คุณสมบัติเหล่านี้ส่วนใหญ่มีค่าแตกต่างกันไม่มากนัก เว้นแต่ค่า CTE ดังนั้นจึงควรพิจารณาปัจจัยที่ส่งผลต่อ CTE เป็นหลัก คือ ควรเลือกใช้มวลรวมประเภท Limestone หรือ Granite และใช้สารเชื่อมประสานน้อยๆ เพื่อให้เกิดการขยายตัวต่ำ

3.7 ความหนาแน่น (Density)

ความหนาแน่นเป็นตัวบ่งชี้ถึงความสม่ำเสมอของเนื้อ RCC และสามารถประเมินกำลังรับแรงอัดได้โดยประมาณ ปัจจัยที่ส่งผลต่อความหนาแน่นคือ ชนิดและปริมาณของมวลรวมรวมทั้งพลังงานของการบดอัด ปกติ RCC จะมีความหนาแน่น 2,400 – 2,500 กก./ลบ.ม. ซึ่งสูงกว่า CVC เล็กน้อย เนื่องจาก RCC มีปริมาณน้ำน้อยและมีช่องว่างเพียง 0.5 – 2.0 % (Mehrotra, 2004)

3.8 ความคงทน (Durability)

ความคงทนเป็นตัวบ่งชี้ถึงประสิทธิภาพการใช้งานภายใต้สภาพแวดล้อมต่างๆ ซึ่งปกติแล้วความคงทนของ RCC และ CVC มีค่าใกล้เคียงกัน โดยค่าที่แสดงถึงความคงทนคือ ความคงทนต่อการขีดสีและการกัดเซาะ (Erosion or Abrasion) และความคงทนต่อการแข็งตัว-ละลายของน้ำแข็ง (Freezing and Thawing) ปัจจัยหลักที่เกี่ยวข้องได้แก่ กำลังและความที่บ้น้ำของ RCC รวมถึงคุณภาพของมวลรวม ทั้งนี้ได้มีการนำ RCC มาใช้ในงานอาคารสลายพลังงาน (Stilling Basin) ของทางระบายน้ำล้น (Spillway) หรือแม้กระทั่งใช้ในงานถนน พบว่าสามารถใช้งานได้ดี ดังนั้นจึงเป็นสิ่งที่ยืนยันถึงความคงทนที่ดีเช่นเดียวกับ CVC (ACI Committee 207, 1999)

4. ข้อดีข้อเสียของเขื่อนคอนกรีตบดอัด

เขื่อน CVC มีคุณลักษณะเด่นเหนือเขื่อนถมคือความแข็งแรงคงทน แต่ก็มีข้อจำกัดคือราคา ค่าก่อสร้างสูง ใช้เวลาก่อสร้างมาก การก่อสร้างซับซ้อนและต้องมีฐานรากรองรับที่แข็งแรง แต่ในปัจจุบันมีการใช้วัสดุ RCC ทดแทน CVC และใช้เทคนิคการก่อสร้างคล้ายงานดิน จึงทำให้ค่าก่อสร้างต่ำลงและก่อสร้างได้เร็วขึ้นมาก (USACE (2000) กล่าวว่าราคาค่าก่อสร้างเขื่อน RCC มีค่าต่ำกว่าเขื่อน CVC 25 – 50 %) อีกทั้งในปัจจุบันได้มีการพัฒนาวิธีการก่อสร้างให้มีประสิทธิภาพการทำงานสูงขึ้นอย่างต่อเนื่อง จึงทำให้เขื่อน RCC ได้รับความนิยมมากกว่าเขื่อน CVC อย่างเห็นได้ชัด แต่ข้อจำกัดของเขื่อน RCC ที่มีเช่นเดียวกับเขื่อน CVC เมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อนถม คือ มีน้ำหนักมาก ดังนั้นจึงต้องการฐานรากรองรับที่แข็งแรง และอาจเกิดปัญหาด้านการไหลซึมระหว่างชั้นถ้าไม่มีการควบคุมการทำงานที่ดี ดังตารางที่ 3 แสดงข้อเปรียบเทียบคุณสมบัติเขื่อนแต่ละประเภท ซึ่งเห็นได้ชัดเจนว่าเขื่อน RCC เกิดจากการนำข้อดีของเขื่อน CVC และเขื่อนถมมาผสมผสานรวมกัน

ตารางที่ 3 เปรียบเทียบคุณสมบัติเขื่อนแต่ละประเภท

รายการ	เขื่อนคอนกรีตบดอัด (RCC Dam)	เขื่อนคอนกรีตปกติ (CVC Dam)	เขื่อนถม (Embankment Dam)
กำลังรับแรงเฉือน	สูง	สูง	ปานกลาง
ความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชัน	ปานกลาง	สูง	ไม่มี
ความคงทน	สูง	สูง	ปานกลาง
ความหนาแน่น	สูง	สูง	ต่ำ
ปริมาตรเขื่อน	เล็ก	เล็ก	ใหญ่
เวลาก่อสร้าง	เร็ว	ช้า	เร็ว
ราคาก่อสร้าง	ต่ำ	สูง	ต่ำ

ที่มา: Jitvutikrai *et al.* (2003)

คุณสมบัติหินฐานรากเขื่อน

เขื่อนคอนกรีตหรือเขื่อนคอนกรีตบดอัดขนาดใหญ่จะถูกสร้างบนฐานรากที่เป็นหิน ซึ่งในการออกแบบหินฐานรากเขื่อนนั้นจะต้องคำนึงถึงความสามารถในการรับน้ำหนัก (Bearing Capacity), การเคลื่อนตัว (Displacement), เสถียรภาพ (Stability) และการไหลซึม (Seepage) ที่คาดว่าจะเกิดขึ้น โดยไม่ก่อให้เกิดความเสียหายหรือการพิบัติของเขื่อน ทั้งนี้ สง่า (2549) ได้แบ่งธรณีวิทยาของหินฐานรากเขื่อนเป็น 3 ประเภทตามชนิดของหิน คือ

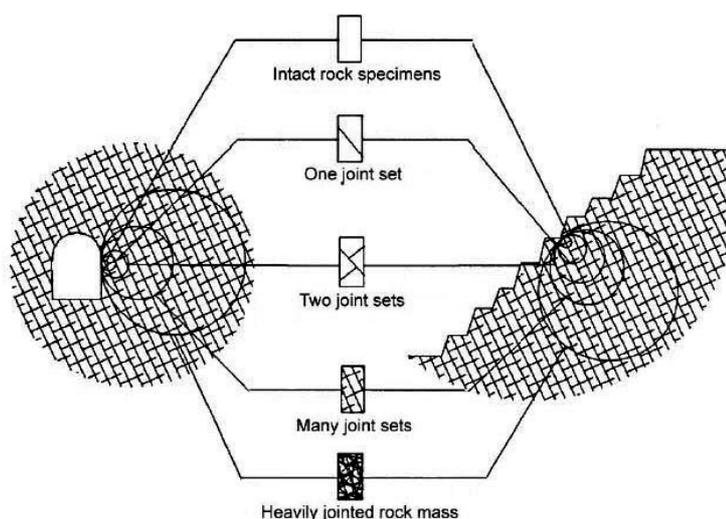
1) ธรณีฐานรากที่เป็นหินอัคนี หินอัคนีที่มีสภาพสด (Fresh Rock) จะมีกำลังสูง (โดยเฉลี่ยสูงกว่าคอนกรีตมาก) หากเป็นหินผุ (Decayed Rock) หรือหินที่อยู่ในบริเวณที่เปลือกโลกมีการเคลื่อนไหวมากจะทำให้มีความไม่ต่อเนื่องในหิน คือ เกิดรอยแตกและรอยร้าวเป็นจำนวนมาก ซึ่งความไม่ต่อเนื่องในเนื้อหินนี้เป็นช่องทางให้น้ำซึมผ่านได้ง่ายหากไม่มีการปรับปรุงคุณภาพ นอกจากนี้ หินอัคนีบางชนิดอาจสลายตัวโดยความร้อน (Thermal Decomposition) เนื่องจากแร่เฟลด์สปาร์ถูกเปลี่ยนเป็นแร่ดินเหนียว ทำให้อ่อนตัวเป็นพลาสติกและสลายตัวได้ง่ายเมื่อน้ำไหลผ่าน โดยกรณีของเขื่อนขุนด่านฯ มีหินฐานรากเป็นหินภูเขาไฟที่มีความแข็งแรงและมีรอยแตกขนาดเล็ก ประกอบด้วยหิน Rhyolite, Andesite, Baslt, Tuff และ Agglomerate

2) ธรณีฐานรากที่เป็นหินตะกอน หินตะกอนที่ใช้เป็นฐานรากเขื่อนต้องพิจารณาองค์ประกอบที่สำคัญ ได้แก่ การวางตัว (Attitude) ซึ่งมีผลต่อการเลื่อนไถลของหิน, รอยแตกหรือรอยเลื่อนซึ่งมีผลต่อการรั่วซึม และสารเชื่อมประสาน (Cementing Material) ซึ่งมีผลต่อกำลังและความที่บ้น้ำ เป็นต้น นอกจากนี้ยังต้องระวังหินปูน (Limestone) ที่สามารถละลายน้ำได้ (Soluble) หรือหินดินดาน (Shale) บางประเภทที่มีกำลังลดลงเมื่อปริมาณน้ำเพิ่มขึ้น และอาจเสียรูปแบบพลาสติก (Plastic Deformation) ภายใต้น้ำหนักกดทับคงที่

3) ธรณีฐานรากที่เป็นหินแปร โดยทั่วไปหินแปรมีกำลังสูง โดยเฉพาะหินควอร์ตไซต์ที่ให้กำลังสูงสุดในบรรดาหินแปร แต่ควรระวังหินแปรบางชนิด ได้แก่ หินไนส์และหินชีสต์ที่มีแนวโฟลিয়েชัน (Foliation) ซึ่งผุพังได้ง่ายเมื่อเปียกน้ำ หรืออ่อนตัวได้ง่ายภายใต้แรงกดจากตัวเขื่อน รวมถึงหินอ่อนที่มีแร่แคลไซต์ที่สามารถละลายน้ำได้ อาจก่อให้เกิดปัญหาการรั่วซึมและกำลังรับน้ำหนักต่ำ

1. ประเภทของตัวอย่างหินและมวลหิน

ในการศึกษาถึงพฤติกรรมหิน จำเป็นต้องแบ่งหินออกเป็น 2 กลุ่มคือ ตัวอย่างหิน (Intact Rock) และมวลหิน (Rock Mass) ทั้งนี้เพราะทั้งสองกลุ่มมีพฤติกรรมตลอดจนคุณสมบัติเบื้องต้นที่แตกต่างกันมาก โดยปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดความแตกต่างก็คือ ขนาดตัวอย่างที่พิจารณา (Size) และรอยแบ่งแยกต่างๆ (Discontinuity) ดังแสดงในภาพที่ 12 โดย สัมพันธ์ (2530) ได้จำแนกรอยแบ่งแยกเป็น 2 ประเภท คือ รอยแบ่งแยกขนาดใหญ่ (Major Discontinuity) ได้แก่ รอยแตก (Joint), รอยเลื่อน (Fault), ระนาบชั้นหิน (Bedding Plane) และเขตรอยเฉือน (Shear Zone) เป็นต้น ส่วนรอยแบ่งแยกขนาดเล็ก (Minor Discontinuity) ได้แก่ รอยแตกขนาดเล็กมาก (Microfracture) และลามิเนชัน (Lamination) เป็นต้น



ภาพที่ 12 ลักษณะวัสดุหินและมวลหิน

ที่มา: สัมพันธ์ (2530)

1.1 ตัวอย่างหิน (Intact Rock)

ตัวอย่างหิน คือ กลุ่มของเม็ดแร่ที่อัดตัวหรือเชื่อมติดกัน โดยอาจมีหรือไม่มีรอยแบ่งแยกขนาดเล็กก็ได้ ในที่นี้จะหมายถึง ตัวอย่างหินรูปทรงกระบอกที่ได้จากการเจาะสำรวจ ซึ่ง Deere and Miller (1966) ได้แบ่งการจำแนกเป็น 2 วิธี คือ จำแนกตามกำลังและจำแนกตามอัตราส่วน โมดูลัส ซึ่งส่วนใหญ่แล้วมักจะจำแนกตามกำลังของหิน ดังแสดงในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 การจำแนกประเภทของตัวอย่างหินตามกำลังรับแรงอัด

กลุ่ม	ชื่อของกลุ่ม	กำลังต้านทานแรงอัดแกนเดียว (Uniaxial Compressive Strength)		หินที่พบ
		MPa	ksc	
A	กำลังหินสูงมาก (Very High Strength)	มากกว่า 220	มากกว่า 2,200	หินอัคนีส่วนใหญ่ เช่น โดอะเบส หินแปรบางชนิด เช่น ควอร์ตไซต์
B	กำลังหินสูง (High Strength)	110 – 220	1,100 – 2,200	หินทราย หินดินดานที่จับยึดแน่น หินปูน หินโคลน ไม้
C	กำลังหินปานกลาง (Medium Strength)	55 – 110	550 – 1,100	หินดินดานส่วนใหญ่ หินตะกอนที่มี มีรูพรุนสูง หินชิสต์
D	กำลังหินต่ำ (Low Strength)	28 – 55	280 – 550	หินทรายที่จับยึดหลวม หินทัฟฟ์
E	กำลังหินต่ำมาก (Very Low Strength)	น้อยกว่า 28	น้อยกว่า 280	หินดินดานที่มีแร่ดินเหนียวสูง หินผุแทบทุกชนิด

ที่มา: Deere and Miller (1966)

1.2 มวลหิน (Rock Mass)

มวลหิน คือ กลุ่มของตัวอย่างหินที่อยู่ในบริเวณใดๆ โดยภายในมวลหินมักพบรอยแบ่งแยกขนาดใหญ่อยู่เสมอ ดังนั้นในการจำแนกมวลหินจึงต้องพิจารณาทั้งกำลัง, รอยแตก, รอยแยก และสถานะของน้ำใต้ดิน ซึ่งสิ่งเหล่านี้ล้วนเป็นปัจจัยที่ส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพของมวลหินนั้นๆ โดยปกติจะมีวิธีการจำแนก 3 วิธีคือ Rock Mass Rating (RMR), Tunneling Quality Index (Q System) มักใช้สำหรับงานอุโมงค์โดยเฉพาะ และ Rock Quality Designation (RQD) เป็นการจำแนกมวลหินอย่างง่ายโดยอาศัยเฉพาะระยะห่างของรอยแตก (Joint Spacing) ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน และเป็นองค์ประกอบหนึ่งที่ใช้ในการจำแนกมวลหิน โดยวิธีอื่นๆ ค่า RQD คำนวณได้จากความสัมพันธ์ดังสมการที่ (2) และแบ่งเป็น 5 ระดับ ดังตารางที่ 5

$$RQD = \frac{\text{Total length of core pieces longer than 100 mm}}{\text{Drill core length}} \times 100\% \quad (2)$$

ตารางที่ 5 การจำแนกประเภทของมวลหิน โดยวิธี RQD

RQD (%)	0 - 25	25 - 50	50 - 75	75 - 90	90 - 100
Rock Quality	Very poor	Poor	Fair	Good	Excellent

ที่มา: Deere and Miller (1966)

คุณสมบัติต่างๆของหินสามารถทราบได้จากการทดสอบทั้งในสนามและในห้องปฏิบัติการ ซึ่งข้อดีของการทดสอบในสนามคือ ทราบพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงในบริเวณนั้นๆ ส่วนการทดสอบในห้องปฏิบัติการสามารถทดสอบได้ง่ายและมีราคาถูก โดย USACE (1994) ได้แนะนำประเภทของการทดสอบต่างๆไว้ดังตารางที่ 6

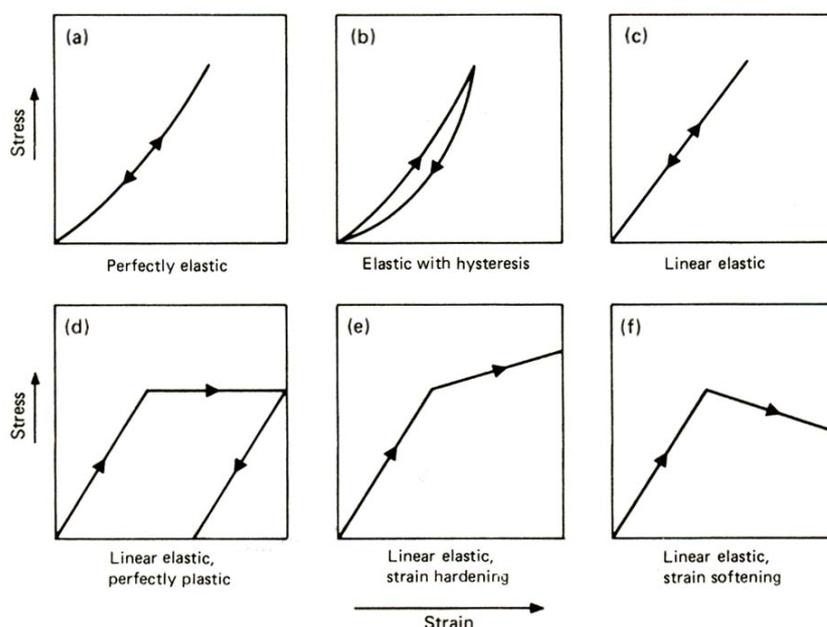
ตารางที่ 6 ประเภทและวัตถุประสงค์ของการทดสอบหิน

Purpose of Test	Type of Test	
	In-Situ Test	Laboratory Test
Strength	Field vane shear, Direct shear, Pressuremeter, Uniaxial compressive, Borehole jacking	Uniaxial compression, Direct shear, Triaxial compression, Direct tension, Brazilian split, Point load
Bearing Capacity	Plate bearing, SPT	-
Stress Condition	Hydraulic fracturing, Pressuremeter, Overcoring, Flat jack, Uniaxial (Tunnel) jacking, Chamber (Gallery) pressure	-
Deformability	Geophysical (Refraction), Uniaxial jacking, Pressuremeter or Dilatometer, Plate bearing, Borehole jacking, Chamber pressure	Uniaxial compression, Swell, Triaxial compression, Creep
Permeability	Constant head, Well slug pumping, Falling head, Pressure injection	Gas permeability
Anchor Capacity	Anchor/Rockbolt loading	-
Characterization	-	Water content, Porosity, Absorption, Density, Specific gravity, Rebound, Sonic velocities, Abrasion resistance

ที่มา: USACE (1994)

2. ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด

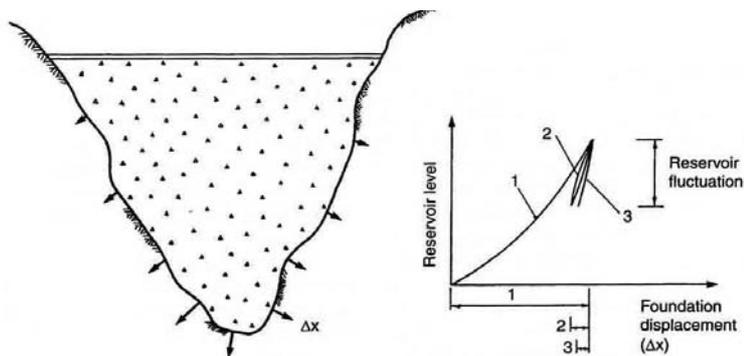
Franklin and Dusseault (1989) กล่าวว่า เมื่อหินได้รับแรงกระทำจะทำให้เกิดความเครียดหรือการเปลี่ยนแปลงรูปร่าง และเมื่อนำแรงกระทำนั้นออก หินที่แสดงพฤติกรรมแบบ Elastic จะกลับคืนสู่สภาพเดิม แต่หากมีพฤติกรรมแบบ Plastic หินจะเปลี่ยนแปลงรูปร่างหรือเสียรูปอย่างถาวร โดยปกติพฤติกรรมของหินเมื่อมีหน่วยแรงมากระทำแบ่งได้เป็น 6 ประเภท ดังแสดงในภาพที่ 13 ซึ่งในกรณีของหินแข็งส่วนใหญ่จะแสดงพฤติกรรมแบบ Linear Elastic ส่วนหินที่มีรูพรุนจะแสดงพฤติกรรมแบบ Elastic with Hysteresis และแสดงพฤติกรรมแบบ Plastic เมื่อเกิดหน่วยแรงประมาณ 2/3 ของกำลังรับแรงอัด



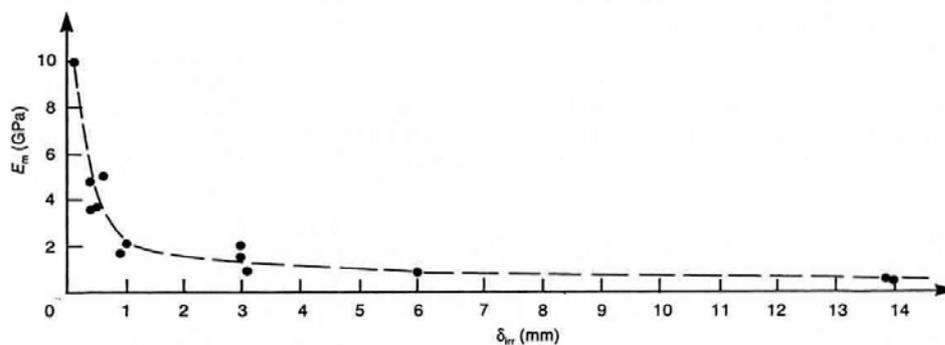
ภาพที่ 13 รูปแบบความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียดประเภทต่างๆ

ที่มา: Franklin and Dusseault (1989)

Wyllie (1999) พบว่า การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในเขื่อนจะเปรียบเสมือนการทำ Cyclic Loading ต่อหินฐานราก และทำให้หินฐานรากเกิดการเสียรูปอย่างถาวร ดังภาพที่ 14 โดยเฉพาะในมวลหินที่มีความแข็งแรงต่ำและมีค่าโมดูลัสการเสียรูป (Modulus of Deformation, E_d) น้อยกว่า 2 GPa จะทำให้เกิดการเสียรูปอย่างถาวรเพิ่มขึ้น ดังภาพที่ 15 และโดยปกติแล้ว มวลหินที่มีรอยแตกจะไม่แสดงพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น ดังนั้นจึงควรใช้ค่า E_d วิเคราะห์การเสียรูปของมวลหิน (E_d คือ หน่วยแรงต่อความเครียดช่วงการรับน้ำหนักซึ่งรวมพฤติกรรมทั้งในช่วง Elastic และ Plastic)



ภาพที่ 14 การเสถียรภาพอย่างถาวรของหินฐานรากภายใต้การขึ้นลงของระดับน้ำในอ่าง
ที่มา: Wyllie (1999)



ภาพที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสการเสถียรและค่าการเสถียรอย่างถาวร
ที่มา: Wyllie (1999)

3. การเสถียรภาพของหินฐานราก

เมื่อหินฐานรากรับน้ำหนักเกินจะทำให้เกิดการเสถียร (Deformation) ส่งผลให้ตัวเขื่อนเกิดการทรุดตัวหรือยกตัวขึ้น ซึ่งการเสถียรของหินฐานรากนี้ USACE (1994) ได้จำแนกเป็น 2 ลักษณะ คือ การเสถียรที่ขึ้นกับเวลา (Time-Dependent Deformation) และการเสถียรที่ไม่ขึ้นกับเวลา (Time-Independent Deformation)

3.1 การเสถียรที่ขึ้นกับเวลา (Time-Dependent Deformation) แบ่งย่อยได้เป็น 3 กลุ่ม คือ การอัดตัวคายน้ำ (Consolidation) เกิดจากน้ำภายในช่องว่างสลายออกจากมวลหินซึ่งมีดินที่สามารถอัดตัวได้แทรก, การบวมตัว (Swelling) มักเกิดขึ้นในหินซึ่งมีแร่ Montmorillonite หรือ Anhydrite ที่บวมตัวเมื่อสัมผัสกับน้ำ และการล้า (Creep) เป็นการเสถียรเนื่องจากการรับน้ำหนักต่อเนื่อง

3.2 การเสียรูปที่ไม่ขึ้นกับเวลา (Time-Independent Deformation) เป็นการเสียรูปที่เกิดจาก Prefailure Elastic Strain เป็นหลัก สามารถคำนวณหาค่าได้ 2 วิธี คือ Closed Form Mathematical Model และ Numerical Model ดังนี้

1) Closed Form Mathematical Model เป็นวิธีแก้ปัญหโดยใช้สมการที่พัฒนาจากทฤษฎีอิลาสติก ภายใต้สมมุติฐานว่าหินฐานรากมีคุณสมบัติ Homogeneous, Isotropic และ Linear Elastic โดยมีปัจจัยที่เกี่ยวข้องในการคำนวณดังนี้

- ค่าคุณสมบัติ (Input Parameter) ได้แก่ อัตราส่วนปัวซองและค่าโมดูลัสการเสียรูป (E_d) ซึ่งหาได้จากการทดสอบในสนามหรือได้จากความสัมพันธ์ของ Empirical Equation
- อิทธิพลจากความลึก (Depth of Influence) จะพิจารณาเฉพาะช่วงความลึกของหินฐานรากที่ได้รับอิทธิพลจากน้ำหนักเขื่อนมากกว่า 20% ของหน่วยแรงที่กระทำบนผิวฐานราก โดยใช้สมการและกราฟตามทฤษฎีของ Boussinesq คำนวณหน่วยแรง
- การวางตัวของชั้นหิน (Layered Foundation Strata) ใช้วิธีหาค่าโมดูลัสการเสียรูปของชั้นหินหลายชั้นโดยการเฉลี่ย ดังสมการที่ (3)

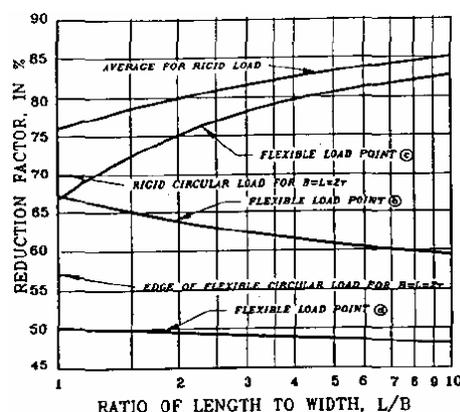
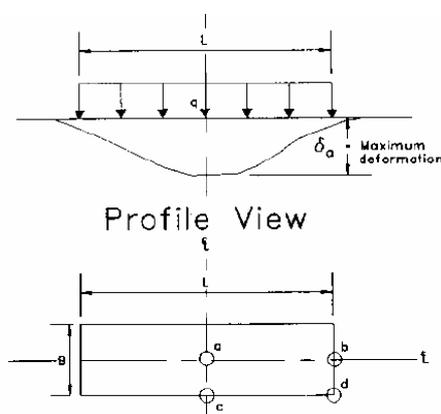
$$E_{dav} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(E_{di} / \sum_{j=1}^i h_j \right)}{\sum_{i=1}^n \left(1 / \sum_{j=1}^i h_j \right)} \quad (3)$$

- เมื่อ E_{dav} = ค่าเฉลี่ยของโมดูลัสการเสียรูป
 E_{di} = โมดูลัสการเสียรูปในแต่ละชั้น (ค่าแตกต่างกันแต่ละชั้นต้องไม่เกิน 3 เท่า)
 h_j = ความหนาของชั้นหินแต่ละชั้น
 n = จำนวนชั้นที่พิจารณา

- ลักษณะของฐานราก (Foundation) แบ่งได้เป็น 2 ชนิดคือ Flexible Foundation (ใช้ในงานเขื่อนถม) และ Rigid Foundation (ใช้ในงานเขื่อนคอนกรีต) โดยฐานรากแบบ Flexible จะเกิดการทรุดตัวสูงสุดตรงกลาง ดังสมการที่ (4) ส่วนการทรุดตัวบริเวณอื่นหรือการทรุดตัวของฐานรากแบบ Rigid ต้องคูณด้วยค่าปรับแก้จากกราฟ ดังภาพที่ 16 พร้อมทั้งให้การกระจายน้ำหนักของเขื่อนเป็นแนวเส้นตรงเพื่อความสะดวกในการวิเคราะห์

$$\delta_a = \frac{1.12qB(1-v^2)\sqrt{L/B}}{E_d} \quad (4)$$

- เมื่อ δ_a = การทรุดตัวสูงสุด
 q = หน่วยแรงที่กระทำ
 B, L = ความกว้างและความยาวของฐานราก ตามลำดับ
 v = อัตราส่วนปัวซองของหินฐานราก
 E_d = โมดูลัสการเสีรูปของหินฐานราก



ภาพที่ 16 กราฟแสดงการปรับแก้ค่าการทรุดตัว
ที่มา: USACE (1994)

2) Numerical Model เป็นวิธีแก้ปัญหามีความยุ่งยาก ซับซ้อน และมีสมการที่มีตัวแปรเป็นจำนวนมาก ดังนั้นจึงต้องใช้คอมพิวเตอร์ช่วยในการวิเคราะห์ผล ซึ่งจะทำให้สามารถประเมินค่าการทรุดตัวในสภาพที่มีหน่วยแรงกระทำที่ซับซ้อนหรือหินฐานรากที่ไม่เป็น Isotropic และ Homogeneous ได้ โดยวิธีที่นิยมใช้มากในปัจจุบันคือ วิธี Finite Element Method (FEM)

การทรุดตัวที่แตกต่าง (Differential Settlement) ส่งผลต่อความมั่นคงของเขื่อนมากกว่าการทรุดตัวทั้งหมด (Total Settlement) เนื่องจาก ทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือน/หน่วยแรงดึงในโครงสร้างสูงและอาจสูงกว่ากำลังที่โครงสร้างจะรับได้ โดยเฉพาะ Soft Rock ที่มีค่าโมดูลัสการเสีรูป (E_d) น้อยกว่าค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c) มากๆ มักจะทำให้หินฐานรากเคลื่อนตัวทางด้านข้างและเกิดหน่วยแรงดึงสูงภายในโครงสร้างเขื่อน ดังนั้น ค่าอัตราส่วนของ E_d/E_c จึงไม่ควรมีค่าต่ำกว่า 0.25 (USACE, 1994)

4. กำลังรับน้ำหนักของหินฐานราก

กำลังรับน้ำหนักที่ยอมให้ (Allowable Bearing Capacity, q_u) คือ อัตราส่วนระหว่างกำลังรับน้ำหนักสูงสุด (Ultimate Bearing Capacity, q_{ult}) ต่ออัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FS) ซึ่งค่า FS ของเขื่อนแต่ละแห่งนั้นจะแตกต่างกันตามสภาพธรณีวิทยาหรือความสำคัญของโครงการ ส่วนค่า q_{ult} สามารถคำนวณได้จากสมการที่ (5) ถึง (9) โดยแต่ละสมการนั้นจะต้องใช้ให้เหมาะสมกับรูปแบบการพิบัติ (Mode of Failure) ของหินฐานรากซึ่งแบ่งได้เป็น 4 กลุ่มคือ Intact Rock (ในที่นี้คือ มวลหินที่มีระยะห่างของรอยแตก (S) มากกว่า 4 เท่าของความกว้างฐานราก (B)), Joint Rock Mass, Layer Rock Mass และ Fracture Rock Mass ดังแสดงในตารางที่ 7

$$\text{General shear failure} \quad q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \gamma DN_q \quad (5)$$

$$\text{General shear failure without cohesion} \quad q_{ult} = 0.5\gamma BN_\gamma + \gamma DN_q \quad (6)$$

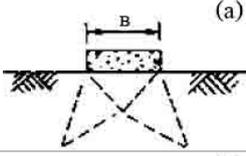
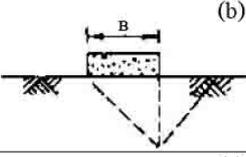
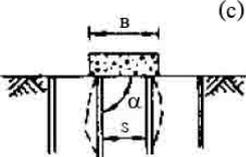
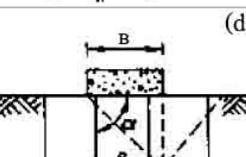
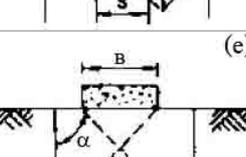
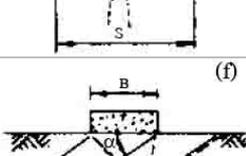
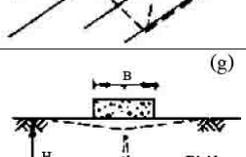
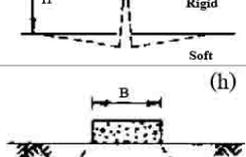
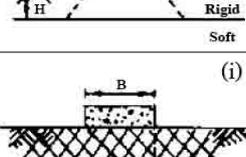
$$\text{Local shear failure} \quad q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (7)$$

$$\text{Compressive failure} \quad q_{ult} = 2c \tan(45 + \phi/2) \quad (8)$$

$$\text{Splitting failure} \quad q_{ult} = \frac{JcN_{cr}}{(2.2 + 0.18L/B)} \quad (9)$$

- เมื่อ q_{ult} = กำลังรับน้ำหนักสูงสุด (Ultimate bearing capacity)
 γ = หน่วยน้ำหนักประสิทธิผลของมวลหิน (Effective Unit Weight)
 B, D = ความกว้างและความลึกของฐานราก ตามลำดับ
 c = แรงยึดเหนี่ยวของมวลหิน
 ϕ = มุมของแรงเสียดทานภายในมวลหิน
 $N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$
 $N_c = 2(N_\phi + 1) \sqrt{N_\phi}$
 $N_\gamma = (N_\phi^2 - 1) \sqrt{N_\phi}$
 $N_q = N_\phi^2$
 J = ค่าปรับแก้รูปร่างของฐานราก (Correction Factor of Foundation)
 N_{cr} = ค่าปรับแก้กำลังรับน้ำหนัก (Bearing Capacity Factor)

ตารางที่ 7 รูปแบบการพิบัติของมวลหินสภาพต่างๆ

Rock Mass Condition			Failure		Equation No.
No	Joint Dip	Joint Spacing	Illustration	Mode	
Intact Rock	N/A	$S \gg B$		Brittle Rock: Local shear failure cause by localized brittle fracture.	(7)
				Ductile Rock: General shear failure along well defined failure surfaces.	(5)
Joint Rock Mass	$\alpha > 70$ And $\alpha < 90$	$S < B$		Open Joints: Compressive failure of individual rock columnna near vertical joints set.	(8)
				Closed Joints: General shear failure along well defined failure surface near vertical joints set.	(5)
		$S > B$		Open or Closed Joints: Failure initiated by splitting leading to general shear failure near vertical joint set.	(9)
	$\alpha > 20$ And $\alpha < 70$	$S > B$ or $S > B$ (if occur failure wedge)		General shear failure with potential for failure along joints. Moderately dipping joint set.	(6)
Layer Rock Mass	$\alpha > 0$ And $\alpha < 20$	Limiting values of H with respect to B is deperdent upon material properties		Thin Rigid Upper Layer: Failure is initiated by tensile failure caused by flexure of thin rigid upper layer.	N/A
	N/A			Thin Upper Rigid Layer: Failure is initiated by punching tensile failure of the thin rigid upper layer.	N/A
Fractured		$S \ll B$		General shear failure with irregular failure surface through rock mass. Two or more closely space joint sets.	(6)

ที่มา: USACE (1994)

5. การไหลซึมของน้ำในหินฐานราก

โดยปกติค่าความซึมผ่านตัวอย่างหิน (Intact rock) จะมีค่าต่ำมาก แต่สำหรับมวลหิน (Rock Mass) จะมีค่าสูง เพราะมวลหินมักจะมีรอยแตกหรือรอยแยกเป็นจำนวนมาก ดังนั้นค่าความซึมผ่านของมวลหินจึงขึ้นอยู่กับลักษณะของรอยแบ่งแยก (Discontinuity) ทั้งนี้ การไหลของน้ำนี้จะเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อศักย์น้ำรวม (Total Head, h_t) ของ 2 ตำแหน่งไม่เท่ากัน โดยศักย์น้ำรวมคือ ผลรวมของศักย์ความดัน (Pressure Head, h_p) และศักย์ระดับ (Elevation Head, h_e) ซึ่งโดยปกติระดับฐาน (Datum) หรือระดับอ้างอิง (Reference Level) ที่นิยมใช้ในงานเขื่อนคือ ระดับน้ำทะเลปานกลาง (รทก. หรือ Mean Sea Level, MSL)

Darcy พบว่า ความเร็วของน้ำที่ไหลซึมผ่านตัวกลางพรุนแบบราบเรียบ (Laminar Flow) จะเป็นสัดส่วนกับความลาดของระดับน้ำ (Hydraulic Gradient, i) ดังสมการที่ (10) เรียกว่า “กฎของดาร์ซี” (Darcy’s Law) โดยสามารถคำนวณอัตราการไหลซึมได้ดังสมการที่ (11) (วารากร, 2546)

$$V = k \times i = k \frac{\Delta h}{L} \quad (10)$$

$$Q = V \times A = k \times i \times A \quad (11)$$

เมื่อ	Q	=	ปริมาณการไหลซึม (ลบ.ม./วินาที)
	V	=	ความเร็วการไหลซึมของน้ำ (ม./วินาที)
	k	=	ความซึมผ่านของตัวอย่าง (ม./วินาที)
	Δh	=	ความต่างระหว่างศักย์น้ำรวม 2 ตำแหน่ง (ม.)
	L	=	ความยาวของตัวอย่าง (ม.)
	i	=	ความลาดของระดับน้ำ ($i = \Delta h/L$)
	A	=	พื้นที่หน้าตัดตัวอย่าง (ตร.ม.)

จากความสัมพันธ์ของ Darcy’s Law ซึ่งความเร็วของน้ำเป็นสัดส่วนกับความลาดของระดับน้ำ และกฎการไหลต่อเนื่อง (Continuity Equation) ซึ่งปริมาณน้ำที่ไหลเข้าวัสดุเท่ากับปริมาณที่ไหลออก จะได้สมการพื้นฐานการไหลซึมของน้ำคือ สมการของลาปลาซ (Laplace’s Equation) ดังสมการที่ (12) โดยในกรณีของงานเขื่อนหรืองานคลองซึ่งมักจะพิจารณาการไหลซึมแบบ 2 มิติ

(สิ่งก่อสร้างมีความยาวมากเมื่อเทียบกับความกว้าง) และพิจารณาให้วัสดุนั้นมีคุณสมบัติ Isotropic และ Homogeneous จะได้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ (13) (วรากร, 2546)

$$k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + k_z \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0 \quad (12)$$

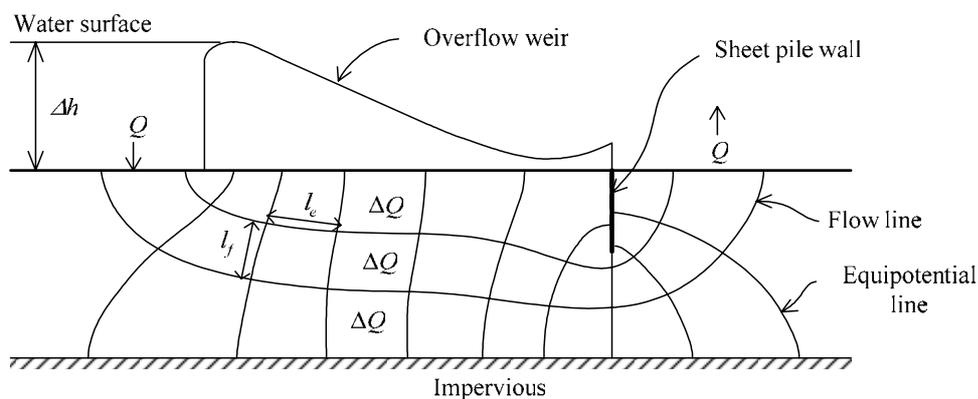
$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0 \quad (13)$$

การวิเคราะห์ปริมาณการไหลซึมสามารถใช้ได้ทั้งวิธี FEM หรือใช้วิธีการเขียนโครงข่ายการไหล (Flow Net) ซึ่งเป็นกลุ่มของเส้นโค้ง 2 ชุดที่ตั้งฉากซึ่งกันและกัน โดยเส้นโค้งชุดหนึ่งแสดงทิศทางการไหลของน้ำ เรียกว่า Flow Line ส่วนอีกชุดแสดงศักย์น้ำรวมหรือพลังงานที่เท่ากัน เรียกว่า Equipotential Line นอกจากนี้ การเขียน Flow Net ยังช่วยให้สามารถหาค่าความดันน้ำที่จุดต่างๆ, ค่าความเร็วของการไหลซึม และคาดการณ์การกัดเซาะได้ (วรากร, 2546)

ปริมาณการไหลซึม (Seepage) สามารถคำนวณได้จาก Flow Net ดังภาพที่ 17 โดยช่องว่างระหว่าง Flow Line เรียกว่า Flow Channel ซึ่งแต่ละ Flow Channel จะมีอัตราการไหลเท่ากัน และจากกฎของ Darcy จะได้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ (14) ส่วนแรงดันลอยตัว (Uplift Pressure) เนื่องจากการไหลซึมได้ฐานเขื่อนคอนกรีต แสดงดังภาพที่ 18 โดยแรงดันน้ำจะกระจายลดลงจากหน้าเขื่อนไปท้ายเขื่อน ซึ่งจุดตัดของ Equipotential Line กับฐานเขื่อนนี้แสดงถึงศักย์ความดันที่กระทำต่อฐานเขื่อน (Cedergren, 1988)

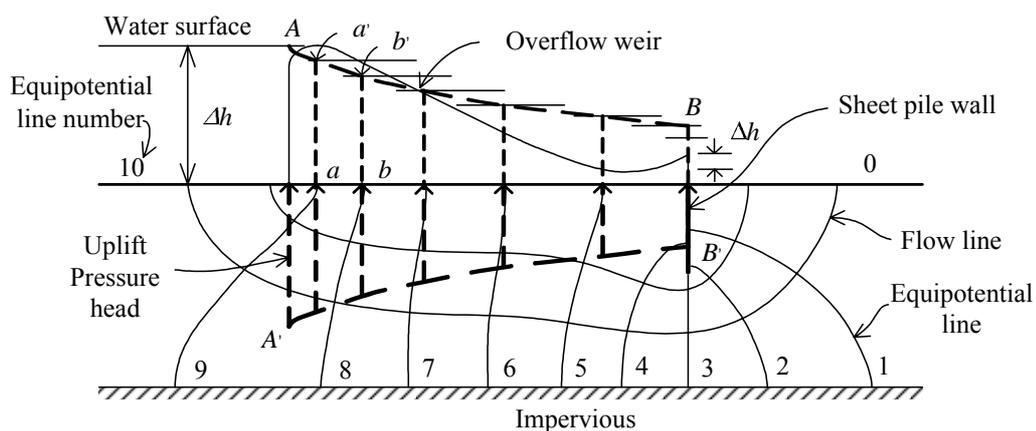
$$Q = \sum_1^{N_f} \Delta Q = k \Delta h \frac{N_f}{N_c} \quad (14)$$

- เมื่อ Q = ปริมาณการไหลซึมต่อหน่วยความยาวเขื่อน (ลบ.ม./วินาที)
 k = ค่าความซึมน้ำ (ม./วินาที)
 Δh = ความต่างระหว่างศักย์น้ำรวม 2 ตำแหน่ง (ม.)
 N_f = จำนวนช่อง Flow Channel
 N_c = จำนวนช่อง Equipotential Space



ภาพที่ 17 การหาปริมาณการไหลซึมได้ฐานรากเชื่อมจากโครงข่ายการไหลซึม

ที่มา: Cedergren (1988)



ภาพที่ 18 การความดันลอยตัวได้ฐานรากเชื่อมจากโครงข่ายการไหลซึม

ที่มา: Cedergren (1988)

การหาค่าความซึมน้ำในงานเชื่อมนิยมทดสอบด้วยวิธีทดสอบแรงดันน้ำ (Water Pressure Test) หรือที่เรียกว่า Packer Test หรือ Lugeon Test เป็นวิธีที่ง่ายและรวดเร็ว ซึ่งจะทำให้การทดสอบโดยวัดปริมาณน้ำที่ถูกอัดเข้าไปในหลุมเจาะซึ่งแบ่งเป็นช่วงตามความลึกด้วย Packer และคำนวณได้จากสมการที่ (15) ซึ่งค่าความซึมน้ำที่ได้มีหน่วยเป็น Lugeon (1 Lugeon หมายถึง ปริมาณน้ำที่ถูกอัดเข้าไปในมวลหินจำนวน 1 ลิตร/1 เมตรการทดสอบ ในเวลา 1 นาที ที่ความดัน 10 บาร์ หรือเทียบเท่ากับ 1.3×10^{-5} ซม./วินาที (Houlsby, 1990)

$$k = \frac{10Q}{LP} \quad (15)$$

- เมื่อ k = ค่าความซึมน้ำ (Lugeon)
 Q = ปริมาณการไหลซึม (ลิตร/นาที)
 L = ความยาวของช่วงทดสอบ (เมตร)
 P = ความดันที่ใช้ทดสอบ (บาร์)

Houlsby (1990) ทดสอบการไหลของน้ำในมวลหิน โดยเปลี่ยนแปลงความดัน 5 ระดับ เริ่มจากความดันต่ำสุด แล้วเพิ่มจนสูงสุด และลดลงต่ำสุดอีกครั้ง พบว่าพฤติกรรมของการไหลของน้ำในมวลหินแบ่งได้เป็น 5 รูปแบบ ดังแสดงในตารางที่ 8

ตารางที่ 8 ลักษณะการไหลซึมของน้ำในมวลหิน

กลุ่ม	ลักษณะการไหลซึม	การเลือกใช้ค่า Lugeon
กลุ่ม 1: แบบราบเรียบ (Laminar flow) 1ST  a 2ND  b 3RD  c 4TH  d = b 5TH  e = a	หินมีค่าความซึมน้ำใกล้เคียงกัน ทุกๆความดัน	ใช้ค่าความซึมน้ำเฉลี่ย หรือ ใช้ค่าใดค่าหนึ่ง
กลุ่ม 2: แบบปั่นป่วน (Turbulent flow) 1ST  a 2ND  b 3RD  c 4TH  d = b 5TH  e = a	หินมีค่าความซึมน้ำต่ำสุด ที่ความ ดันสูงสุด	ใช้ค่าความซึมน้ำต่ำสุด
กลุ่ม 3: แบบขยายตัว (Dilation) 1ST  a 2ND  b 3RD  c 4TH  d = b 5TH  e = a	ที่ความดันสูงสุด หินมีค่าความซึม น้ำสูงกว่าที่ความดันอื่นๆมาก	ใช้ค่าความซึมน้ำต่ำสุด
กลุ่ม 4: แบบล้างออก (Washing Out) 1ST  a 2ND  b 3RD  c 4TH  d = b 5TH  e = a	ค่าความซึมน้ำค่อยๆเพิ่มขึ้นเมื่อ เพิ่มความดัน เนื่องจากวัสดุที่อยู่ใน ช่องว่างได้ไหลออกตามน้ำ	ใช้ค่าความซึมน้ำสูงสุด
กลุ่ม 5: แบบอุดช่องว่าง (Void Filling) 1ST  a 2ND  b 3RD  c 4TH  d = b 5TH  e = a	ค่าความซึมน้ำค่อยๆลดลงเมื่อเพิ่ม ความดัน เนื่องจากวัสดุที่อยู่ใน ช่องว่างนั้นรวมตัวกัน	ใช้ค่าความซึมน้ำต่ำสุด

หมายเหตุ Test Pressures = , Lugeon values = 

ที่มา: Houlsby (1990)

6. การปรับปรุงคุณภาพหินฐานราก

วัตถุประสงค์ของการออกแบบหินฐานรากก็เพื่อให้สามารถรองรับตัวเขื่อนได้อย่างมั่นคง โดยหินฐานรากจะต้องไม่เกิดการพิบัติเนื่องจากการรับน้ำหนักและไม่เกิดการเสีรูปร่างที่ทำให้ความมั่นคงของเขื่อนลดลง พร้อมทั้งต้องสามารถควบคุมการไหลซึมและการกัดเซาะที่ทำให้เกิดความเสียหายต่อหินฐานราก แต่ในสภาพธรรมชาตินั้น หินฐานรากอาจมีคุณสมบัติไม่ดีเพียงพอ จึงต้องทำการปรับปรุงให้สามารถรองรับตัวเขื่อนและน้ำในอ่างได้อย่างปลอดภัย

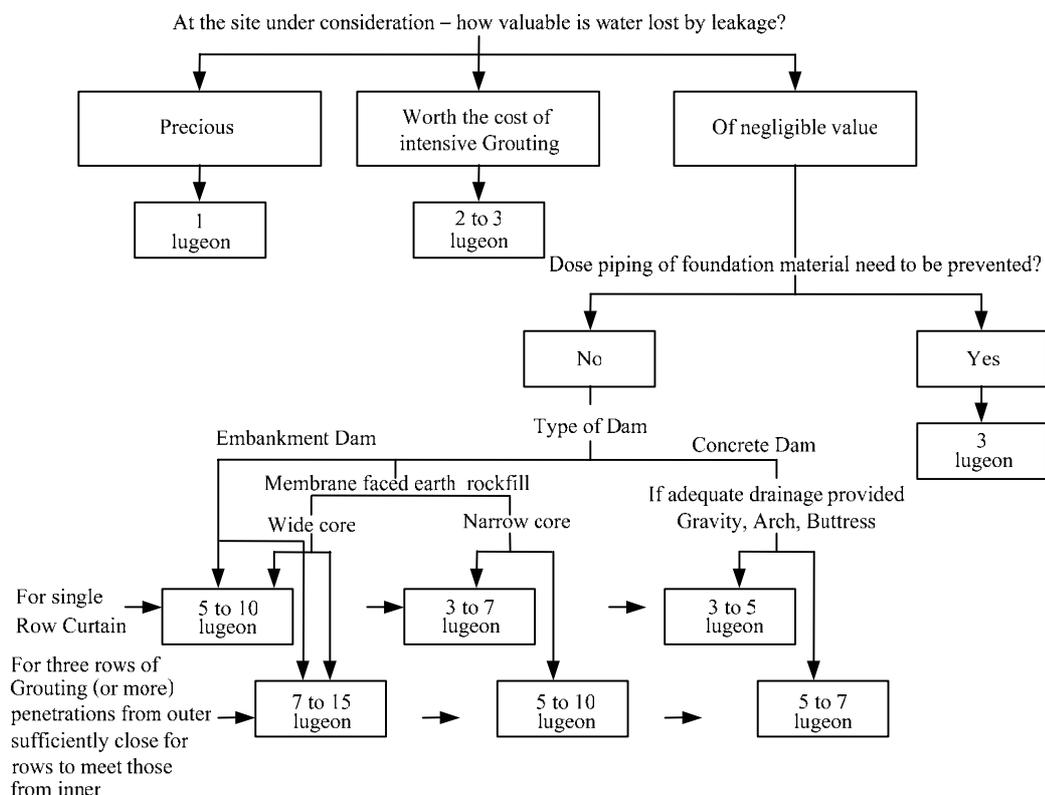
การปรับปรุงหินฐานรากเพื่อเพิ่มความมั่นคงของตัวเขื่อนมีหลายวิธี เช่น Grouting and Drainage, Concrete Shear Key, Bored Concrete Pile, Excavation and Concreting, Tension Anchor และ Diaphragm Wall เป็นต้น ในปัจจุบัน การอัดฉีดน้ำปูน (Cement Grouting) เป็นวิธีที่ได้รับความนิยมสูงสุดเนื่องจากให้ประสิทธิภาพสูงและสามารถใช้ได้กับฐานรากเขื่อนเกือบทุกประเภท โดย Weaver (1991) ได้แบ่งการอัดฉีดน้ำปูนในงานเขื่อนเป็น 3 ประเภท คือ

1) Curtain Grouting เป็นการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเพิ่มความทึบน้ำ ซึ่งจะทำได้สามารถลดปริมาณการไหลซึมของน้ำ, ลด Hydraulic Gradient และลดแรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อน และโดยปกติแล้วมักจะมีการเจาะระบายน้ำ (Drainage System) บริเวณด้านหลังม่านอัดฉีดน้ำปูนร่วมด้วย

2) Consolidation or Blanket Grouting เป็นการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนัก, ลดการทรุดตัว และเพิ่มความทึบน้ำบริเวณใกล้ผิวหินฐานราก

3) Contact Grouting เป็นการอัดฉีดน้ำปูนเพื่ออุดช่องว่างระหว่างรอยต่อ ซึ่งอาจเป็นรอยต่อระหว่างคอนกรีตกับหินฐานราก หรือรอยต่อระหว่างคอนกรีตเอง

ในการพิจารณาให้ม่านอัดฉีดน้ำปูนมีความทึบน้ำมากน้อยเพียงใดนั้น ขึ้นอยู่กับความสำคัญของน้ำที่เก็บกักเป็นอันดับแรก แล้วจึงจะพิจารณาถึงโอกาสการเกิด Piping และประเภทของเขื่อนตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 19 และถึงแม้ว่าหินฐานรากจะมีความทึบน้ำสูงโดยไม่เกิดปัญหาการสูญเสียน้ำ แต่ก็ควรมีการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อประกันความทึบน้ำตลอดมวลหิน (Houlsby, 1990)



ภาพที่ 19 เกณฑ์ความทึบน้ำของม่านอัดฉีดน้ำปูน

ที่มา: Houlsby (1990)

ปกติแล้วม่านอัดฉีดน้ำปูนจะมีระยะห่างของหลุม 3 – 5 เมตร อยู่ในแนวตั้งหรือเอียง 15° จากแนวตั้งไปทางด้านเหนือน้ำ ทั้งนี้จะขึ้นอยู่กับแนวการวางตัวของรอยแตกเป็นสำคัญ โดยความดันที่ใช้อัดฉีดน้ำปูนจะต้องไม่ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวในมวลหิน สำหรับความลึกของหลุมเจาะจะขึ้นอยู่กับตามสภาพของหินฐานรากและความสูงของน้ำที่เก็บกัก โดยปกติหลุมเจาะจะมีความลึกประมาณ 30 - 40 % ของความสูงน้ำ และอาจลึกถึง 70% หากหินฐานรากไม่ดี (Weaver, 1991)

ส่วนผสมของน้ำปูนประกอบด้วย ปูนซีเมนต์, น้ำ, เบนโทไนท์ และสารผสมเพิ่ม ซึ่งหากเป็นการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเพิ่มความแข็งแรงจะนิยมใช้น้ำปูนที่มีความหนืดมากกว่าการอัดฉีดน้ำปูนเพื่อเพิ่มความทึบน้ำ โดยตัวอย่างความสำเร็จในการอัดฉีดน้ำปูนคือ เขื่อน Cerro de Oro ประเทศเม็กซิโก มีฐานรากเป็นหินปูนที่มีการกัดกร่อนสูง (Karstic Limestone) มีความซึมน้ำ 100 – 400 Lugeon และได้ทำการอัดฉีดน้ำปูนจนทำให้ความซึมน้ำลดลงเหลือเพียง 2 Lugeon (ICOLD, 1993)

การอัดฉีดน้ำปูนมีข้อจำกัดคือ ไม่สามารถแทรกซึมเข้าไปในรอยแตกที่มีขนาดเล็กกว่า 0.25 มม. จึงต้องใช้สารเคมีอื่นที่มีขนาดอนุภาคเล็กกว่า เช่น โซเดียมซิลิเกต (Na_2SiO_4), Synthetic Resin และ Acrylamide เป็นต้น รวมถึงไม่เหมาะสมกับกรณีที่เกิดการรั่วซึมสูงๆ เช่น เขื่อนคอนกรีต Stewartville ประเทศแคนาดา เกิดการรั่วซึมผ่านฐานรากหินปูนถึง 22,500 ลิตร/นาที่ จึงต้อง Grout โดยใช้แอสฟัลต์ร้อน (Hot Asphalt) เพื่อหยุดการไหลซึม แล้วจึง Grout ต่อโดยใช้น้ำซีเมนต์เพื่อเสริมความแข็งแรง (Wyllie, 1999)

การลดแรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อนจะใช้ม่านระบายน้ำ (Drainage Curtain) เจาะติดตั้งบริเวณด้านหลังของ Grouting Curtain ซึ่งปกติรั่วระบายน้ำจะมีขนาด \varnothing 3 นิ้ว ระยะห่าง 1.5 – 5.0 เมตร มีความลึก 20 – 40 % ของความสูงน้ำที่เก็บกัก หรือ 35 – 70 % ของ Grouting Curtain ทั้งนี้จะต้องมีความสอดคล้องกับสภาพธรณีวิทยาของชั้นหิน (Wyllie, 1999) แต่เมื่อเขื่อนเก็บกักน้ำไปช่วงหนึ่งระบบระบายน้ำจะเริ่มอุดตัน และทำให้ความมั่นคงของเขื่อนลดลงอันเนื่องมาจากแรงดันใต้ฐานเขื่อนที่เพิ่มขึ้น ซึ่ง USACE (1992) ได้สรุปสาเหตุของการอุดตันและวิธีแก้ไขเป็น 3 กลุ่ม ดังนี้

- 1) ทางกล (Mechanical) เกิดจากการอุดตันของวัสดุขนาดเล็ก แก้ไขโดยการอัดฉีดด้วยแรงดันน้ำหรือลม หรือใช้สารเคมีประเภทโพลีฟอสเฟต (Polyphosphate) ที่นิยมใช้คือ Glassy Sodium Phosphate เนื่องจากราคาไม่แพงและใช้งานได้ง่าย
- 2) ทางเคมี (Chemical) เกิดจากสารละลายหรือก๊าซที่อยู่ในน้ำทำปฏิกิริยากัน ทำให้เกิดการจับตัวกันแน่นของแคลเซียมคาร์บอเนต (ส่วนใหญ่) แก้ไขโดยการใส่กรดเข้มข้น เช่น กรดไฮโดรคลอริก (Hydrochloric) กรดซัลฟามิก (Sulfamic) และ กรดไกลโคลิก (Glycolic) เป็นต้น
- 3) ทางชีวภาพ (Biological) ส่วนใหญ่เกิดจากแบคทีเรีย (Iron Bacteria) ย่อยธาตุเหล็กในน้ำเพื่อสร้างพลังงาน ทำให้เหล็กจับตัวกันแน่นพร้อมกับการเติบโตของแบคทีเรียเข้าไปอุดช่องว่าง แก้ไขโดยใช้ก๊าซคลอรีนหรือใช้สารประกอบคลอรีนเพื่อหยุดการเติบโตของแบคทีเรีย

นอกจากการปรับปรุงหินฐานรากแล้ว ยังต้องพิจารณาถึงบริเวณอ่างเก็บน้ำด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ถ้าเป็นทางน้ำเก่าหรือเป็นหินที่ยังไม่แข็งตัว (Unconsolidated Rock) เช่น ชั้นกรวดเทอเรซ (Terrace Gravel) ดังตัวอย่างเขื่อนคอนกรีตโค้งน้ำหนักถ่วง Sautet สูง 128 เมตร ประเทศฝรั่งเศส มีฐานรากเป็นหินปูนแต่บริเวณขอบอ่างเก็บน้ำเป็นทางน้ำเก่า ประกอบด้วยตะกอนทรายและกรวดที่ยังไม่แข็งตัวเป็นส่วนใหญ่ ทำให้เกิดการไหลซึมกว่า 2,200 ลิตร/วินาที ผ่านทางน้ำเก่าที่ได้พบต่อไปยังหุบเขาข้างเคียงเป็นระยะทางมากกว่า 1,100 เมตร (สัมพันธ, 2530)

พฤติกรรมของเขื่อนคอนกรีตบดอัด

พฤติกรรมเขื่อนทั้งในระหว่างการก่อสร้างและเมื่อเริ่มทำการเก็บกักน้ำเป็นสิ่งที่ต้องควรทราบเพื่อให้แน่ใจว่าขณะนั้นตัวเขื่อนมีเสถียรภาพความมั่นคงเพียงพอ ซึ่งนอกเหนือจากการสำรวจการออกแบบ การก่อสร้างและการบำรุงรักษาที่ถูกต้องแล้ว ควรจะต้องมีการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน (Dam Instrumentation) ร่วมด้วย เพราะเมื่อแปลผลค่าที่ได้จากการตรวจวัดเครื่องมือวัดนั้นๆแล้วจะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมที่เกิดขึ้น ซึ่งหากแสดงพฤติกรรมที่ผิดปกติก็จะสามารถตรวจสอบและแก้ไขปัญหาได้ทันเวลา นอกจากนี้ยังก่อให้เกิดองค์ความรู้ในหลายๆด้าน เช่น เป็นประโยชน์ในการออกแบบเขื่อนต่อไปในอนาคต เป็นประโยชน์ทางด้านกฎหมาย สำหรับกรณีที่ต้องการยืนยันพฤติกรรมซึ่งมีผลทางกฎหมาย และเป็นประโยชน์ทางการประชาสัมพันธ์เพื่อให้ประชาชนเข้าใจและเกิดความรู้สึกที่ดีต่อเขื่อน เป็นต้น

พฤติกรรมหลักๆของเขื่อนคอนกรีตบดอัดน้ำหนักถ่วง (RCC Gravity Dam) ที่ควรทราบได้แก่ พฤติกรรมด้านการเคลื่อนตัว พฤติกรรมด้านอุณหภูมิในตัวเขื่อน พฤติกรรมด้านการไหลซึม และพฤติกรรมด้านแรงดันน้ำที่ส่งผลต่อเสถียรภาพความมั่นคงของเขื่อน โดยในที่นี้จะกล่าวถึงพฤติกรรมที่เกี่ยวข้องกับเขื่อนขุ่นด่านๆซึ่งมี 4 หัวข้อหลัก คือ 1) การวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนขุ่นด่านๆ 2) การเคลื่อนตัวของเขื่อนคอนกรีตบดอัด 3) การไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัด และ 4) การแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิในเขื่อนคอนกรีตบดอัด ดังรายละเอียดต่อไปนี้

1. การวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนขุนด่านปราการชล

Royal Irrigation Department [RID] (1997) ออกแบบเขื่อนขุนด่านซึ่งเป็นเขื่อนน้ำหนักถ่วง (Gravity Dam) โดยใช้มาตรฐานการออกแบบของ USACE วิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน 2 หน้าตัดที่สำคัญคือ หน้าตัดทางระบายน้ำล้น (Spillway) และหน้าตัดเขื่อนที่สูงที่สุด โดยพิจารณาถึงแรงที่กระทำต่อตัวเขื่อนกรณีต่างๆจำนวน 7 กรณี ซึ่งได้มีการวิเคราะห์ความปลอดภัยเขื่อนต่อการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ รวมทั้งหน่วยแรงที่ย่อมให้เกิดขึ้นในตัวเขื่อน โดยมีรายละเอียดดังนี้

1.1 แรงที่กระทำ (Load) แรงกระทำหลักๆที่เกี่ยวข้องต่อการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อน คือน้ำหนักคงที่ (Dead Load) แรงดันน้ำ (Water Pressure) และแรงแผ่นดินไหว (Seismic Force) ดังรายละเอียดต่อไปนี้

1) น้ำหนักคงที่ (Dead Load) คือน้ำหนักของตัวเขื่อนและอาคารประกอบ กำหนดให้ ความหนาแน่นของ RCC = 2.4 ตัน/ลบ.ม. และให้น้ำหนักตัวเขื่อนถ่ายลงสู่ฐานรากในแนวตั้ง

2) แรงดันน้ำ (Water Pressure) ประกอบด้วย 3 ส่วนคือ แรงดันน้ำด้านหน้าเขื่อน (ระดับเก็บกักปกติ +110 ม.รทก. ระดับเก็บกักสูงสุด +110.5 ม.รทก.), แรงดันน้ำด้านท้ายเขื่อน (ระดับน้ำใต้ดิน + 25 ม.รทก.) และแรงดันลอยตัว (Uplift) ซึ่งเป็นความดันน้ำที่อยู่ใต้ฐานเขื่อน โดยกำหนดให้ศักย์น้ำรวมลดลงจากด้านหน้าเขื่อนไปสู่ระดับน้ำท้ายเขื่อนเป็นเส้นตรง ซึ่งที่บริเวณ ม่านระบายน้ำจะมีค่าลดลงเหลือเท่ากับระดับน้ำท้ายเขื่อน + 1/3 ของความต่างศักย์ทั้งหมด

3) แรงแผ่นดินไหว (Seismic Force) ใช้วิธี Pseudo Static โดยพิจารณา Maximum Credible Earthquake (MCE) ที่คาดว่าจะเกิดขึ้น ซึ่งแรงในแนวราบเท่ากับน้ำหนักเขื่อนคูณกับ 0.03g ส่วนแรงดันพลศาสตร์ของน้ำ (Hydrodynamic Force) คำนวณโดยวิธี Westergard ดังสมการที่ (16) (กำหนดให้แรงแผ่นดินไหวไม่ส่งผลให้แรงลอยตัวเพิ่มขึ้น)

$$p(d) = \frac{7}{8} a_h \gamma_w \sqrt{Dd} \quad (16)$$

เมื่อ $p(d)$ = แรงดันพลศาสตร์ของน้ำที่ความลึก d ใดๆ

- D = ความลึกของน้ำทั้งหมด
 d = ความลึกของน้ำ
 a_h = สัมประสิทธิ์ความเร่งเสมือน (Pseudo Acceleration Coefficient)
 γ_w = หน่วยน้ำหนักของน้ำ

1.2 การรวมแรงในกรณีต่างๆ (Load Combination) มีการวิเคราะห์แรงต่างๆ 7 กรณี โดยในกรณีที่เขื่อนรับแรงไม่นานหรือมีโอกาสเกิดขึ้นน้อยมากจะไม่นำมาพิจารณา

กรณีปกติ (Usual Loading Combination)

กรณีที่ 1 ระดับเก็บกักปกติ

กรณีไม่ปกติ (Unusual Loading Combination)

กรณีที่ 2 ระดับเก็บกักสูงสุด (Return Period 10,000 ปี)

กรณีที่ 3 กรณีที่ 1 + ม่านระบายน้ำชำรุด

กรณีที่ 4 กรณีที่ 1 + ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวที่รอยต่อ

กรณีพิเศษ (Extreme Loading Combination)

กรณีที่ 5 กรณีที่ 1 + แรงแผ่นดินไหว

กรณีที่ 6 กรณีที่ 2 + ม่านระบายน้ำชำรุด

กรณีที่ 7 กรณีที่ 2 + ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวที่รอยต่อ

1.3 เงื่อนไขเสถียรภาพของเขื่อน (Stability Criteria) การวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนขุ่นด้าน ๆ ซึ่งเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัดน้ำหนักถ่วง (RCC Gravity Dam) จะต้องทำการประเมินความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ โดยหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนและหินฐานรากจะต้องไม่เกินกำลังที่ยอมให้ ดังสรุปในตารางที่ 9 และรายละเอียดดังต่อไปนี้

ตารางที่ 9 เกณฑ์กำหนดความปลอดภัยของเขื่อนขุ่นด้านปราการชล

Load Condition	Resultant Location	Sliding FSS	*Bearing Capacity	RCC Compressive Stress
Usual Loading (Case 1)	Middle 1/3	≥ 3.0	\leq allowable	$\leq \frac{1}{3} f'_c$
Unusual Loading (Case 2 and 3)	Within base	≥ 2.0	\leq allowable	$\leq \frac{1}{2} f'_c$
Unusual Loading (Case 4)	Within base	≥ 1.5	\leq allowable	$\leq \frac{1}{2} f'_c$
Extreme Loading (Case 5, 6 and 7)	Within base	≥ 1.0	≤ 1.33 allowable	$\leq f'_c$

หมายเหตุ * USACE (1995)

ที่มา: RID (1997)

1) การเลื่อนไถล (Sliding) มีโอกาสเกิดบริเวณผิวสัมผัสระหว่างหินฐานรากและตัวเขื่อน รวมถึงบริเวณรอยต่อระหว่างชั้น RCC โดยกำหนดให้แรงยึดเหนี่ยว (Cohesion) มีค่า 0.6 MPa สัมประสิทธิ์แรงเสียดทาน (Coefficient of Friction) มีค่า 1 (มุมเสียดทาน = 45°) ค่าเหล่านี้ได้จากการวิเคราะห์ทางสถิติของเขื่อนอื่นๆในอดีต โดยมีสมการคำนวณหาอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล (Factor of Safety against Sliding, FSS) ดังนี้

$$FSS = \frac{A \times c + \Sigma V(\tan\phi)}{\Sigma H} \quad (17)$$

เมื่อ FSS = อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล
A = พื้นที่ผิวที่พิจารณา (ตร.ม.)
c = แรงยึดเหนี่ยว (ตัน/ตร.ม.)
 ΣV = แรงลัพธ์ในแนวตั้ง (ตัน)
 ΣH = แรงลัพธ์ในแนวนอน (ตัน)
 $\tan\phi$ = สัมประสิทธิ์มุมเสียดทานภายใน

2) การพลิกคว่ำ (Overturning) ในการพิจารณาความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของตัวเขื่อนจะใช้ตำแหน่งแรงลัพธ์ (Resultant Location) เป็นเกณฑ์ ดังสมการที่ (18)

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \quad (18)$$

เมื่อ e = ตำแหน่งแรงลัพธ์ (เมตร)
 ΣM = โมเมนต์ลัพธ์รอบกึ่งกลางฐานเขื่อน (ตัน·เมตร)
 ΣV = แรงลัพธ์ในแนวตั้ง (ตัน)

3) หน่วยแรง (Stress) ให้การกระจายหน่วยแรงใต้ฐานเขื่อนเหมือนการเกิดหน่วยแรงคัตต่อคาน ซึ่งหน่วยแรงที่เกิดขึ้นสามารถคำนวณได้นี้

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{b} + \frac{6\Sigma M}{b^2} \quad (e \leq \text{Middle } 1/3) \quad (19)$$

$$\sigma = \frac{2\Sigma V}{b - l_c} \quad (e \geq \text{Middle } 1/3) \quad (20)$$

เมื่อ σ = หน่วยแรงอัดสูงสุด (Maximum Compressive Stress) (ตัน/ตร.ม.)
 ΣV = แรงลัพธ์ในแนวตั้ง (ตัน)
 ΣM = โมเมนต์ลัพธ์รอบกึ่งกลางฐานเขื่อน (ตัน·เมตร)
 b = ความกว้างฐานเขื่อน (Width of Base) (เมตร)
 l_c = ความยาวของรอยแตก (Length of Crack Area) (เมตร)

จากการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนทั้ง 7 กรณีพบว่าตัวเขื่อนมีเสถียรภาพผ่านเกณฑ์กำหนดทุกๆกรณี ดังแสดงในตารางที่ 10 โดยในกรณีที่ไม่มีแรงเสียดทานที่ฐานเขื่อนนั้นจะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุด ดังนั้นจึงต้องให้ความสำคัญในการทำงานบริเวณรอยต่อดังกล่าวเป็นพิเศษ

ตารางที่ 10 สรุปผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเขื่อนจากการออกแบบ

Load Condition	FSS		e (m)		RCC Stress (MPa)	
	Computed	Allowable	Computed*	Allowable	Computed	Allowable
Usual Loading						
Case 1	3.04	≥ 3.0	+6.0	± 14.3	1.24	≤ 5.0
Unusual Loading						
Case 2	3.00	≥ 2.0	+6.3	± 43.0	1.26	≤ 7.5
Case 3	2.55	≥ 2.0	+10.2	± 43.0	1.20	≤ 7.5
Case 4	1.78	≥ 1.5	+6.0	± 43.0	1.24	≤ 7.5
Extream Loading						
Case 5	2.79	≥ 1.0	+11.2	± 43.0	1.34	≤ 15
Case 6	2.51	≥ 1.0	+10.6	± 43.0	1.22	≤ 15
Case 7	1.76	≥ 1.0	+6.3	± 43.0	1.25	≤ 15

หมายเหตุ * ซีโนรส (2546)

ที่มา: กรมชลประทาน (2541)

2. การเคลื่อนตัวของเขื่อนคอนกรีตบดอัด

เขื่อนคอนกรีตบดอัดถูกก่อสร้างโดยมีระนาบชุดที่อ่อนแอ (Weak Plane) 2 แนว คือ ระนาบอ่อนแอแนวนอน (Horizontal Weak Plane) เกิดจากการก่อสร้างโดยเท RCC เป็นชั้นๆ (Lift) ทำให้ผิวหน้าระหว่างชั้น (Surface Lift) เป็นระนาบที่มีโอกาสเกิดความไม่เสถียรต่อการเลื่อนไถล และเกิดการไหลซึมตามแนวระนาบ ส่วนระนาบอ่อนแอแนวตั้ง (Vertical Weak Plane) เกิดจากการแยกตัวตามแนวรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) ทำให้ RCC แต่ละบล็อคมักมีการเคลื่อนตัวอิสระต่อกันและเกิดการไหลซึมตามแนวระนาบนี้

การเคลื่อนตัวของเขื่อนเกิดจาก 2 ส่วนคือ การเคลื่อนตัวของตัวเขื่อนเองและการเคลื่อนตัวของฐานรากที่รองรับตัวเขื่อน โดยในระหว่างการก่อสร้างทั้งตัวเขื่อนและฐานรากจะเกิดการเสยรูป และมีการเคลื่อนตัวเกิดขึ้น แต่พฤติกรรมนี้จะถูกปรับระดับและรูปร่างให้เป็นไปตามแบบการก่อสร้าง ดังนั้นการเคลื่อนตัวที่ตรวจวัดได้จึงเกิดจากการเก็บกักน้ำเป็นส่วนใหญ่

2.1 กรณีตัวอย่างการเคลื่อนตัวของเขื่อนคอนกรีตน้ำหนักถ่วง

การเคลื่อนตัวของฐานรากสามารถส่งผลให้ตัวเขื่อนเกิดการแตกร้าวได้ โดยเฉพาะการเคลื่อนตัวที่แตกต่าง (Differential Displacement) ซึ่งอาจเกิดจากคุณสมบัติหินฐานรากที่มีความแข็งแรงต่างกันหรือมีการเปลี่ยนแปลงระดับแตกต่างกันมาก ดังนั้นจึงต้องมีการปรับปรุงคุณภาพหินฐานรากให้สามารถรองรับน้ำหนักตัวเขื่อนและผลจากแรงค้ำน้ำได้อย่างปลอดภัย นอกจากนี้ การสร้างรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) ยังช่วยให้ตัวเขื่อนแต่ละบล็อกละสามารถเคลื่อนตัวได้อิสระโดยไม่มีการเหนี่ยวรั้งให้เกิดการแตกร้าวได้อีกด้วย ซึ่งกรณีตัวอย่างการเคลื่อนตัวของเขื่อนคอนกรีตน้ำหนักถ่วงมีดังต่อไปนี้

เขื่อน Upper Stillwater สูง 90 เมตร ฐานรากเป็นหิน Quartzose Sandstone ปรับปรุงคุณภาพด้วยการอัดฉีดน้ำปูน ภายหลังการเก็บกักน้ำพบการเคลื่อนตัวของหินฐานรากด้านท้ายน้ำ 1.0 ซม. แต่ไม่ตรวจพบการเคลื่อนตัวของตัวเขื่อน (Mehrotra, 2004)

เขื่อน Petit-Saut สูง 48 เมตร ประเทศฝรั่งเศส ฐานรากเป็นหินแกรนิต (Sound Granite) ผันกันซึมด้านเหนือน้ำเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก มีระยะห่างของรอยต่อประมาณ 20 เมตร RCC ที่ใช้ในเขื่อนนี้ไม่มีการใช้ปูนซีเมนต์ แต่จะใช้สารเชื่อมประสานอื่นๆ คือ เถ้าลอย (High-lime Fly Ash), ตะกรันเหล็ก (Ground Granulated Blast Furnace Slag) และฝุ่นหินปูน (Limestone Dust) ปริมาณ 120 กก./ลบ.ม. ภายหลังเก็บกักน้ำ เขื่อนเกิดการทรุดตัว 0.3 ซม. เคลื่อนตัวไปด้านท้ายน้ำ 0.4 ซม. เกิดการเคลื่อนตัวที่แตกต่างน้อยกว่า 0.2 ซม. (ทั้ง 3 ทิศทาง) เกิดการซึมน้ำสูงสุด 750 ลิตร/นาที่ (ตัวเขื่อน 25%, ฐานราก 75%) โดยพบหญ้าขึ้นในบางพื้นที่ของผิวเขื่อนด้านท้ายน้ำ (Becue *et al.*, 1999)

เขื่อนคอนกรีต Libby สูง 120 เมตร ประเทศอเมริกา ตั้งอยู่บนหินฐานรากที่มีค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น 15 – 25 GPa เกิดการเคลื่อนตัวสอดคล้องกับระดับน้ำในอ่าง โดยเมื่อเก็บน้ำเต็มเขื่อน ตัวเขื่อนเกิดการเคลื่อนตัวไปด้านท้ายน้ำ 1.2 ซม. และเมื่อระดับน้ำลดลง เกิดการเคลื่อนตัวไปด้านเหนือน้ำ 0.5 ซม. โดยมีการเคลื่อนตัวในแนวแกนเขื่อน 0.2 ซม. ส่วนการทรุดตัวและการทรุดตัวที่แตกต่างมีค่า 0.5 และ 0.3 ซม. ตามลำดับ (USACE, 2002)

2.2 การวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวของเขื่อนขุนด่านปราการชล

การวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวในส่วนนี้ได้จากการสรุปผลจากรายงานการออกแบบเขื่อนของกรมชลประทานที่ได้วิเคราะห์ไว้ก่อนการก่อสร้าง และวิทยานิพนธ์ของมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ที่ได้วิเคราะห์ไว้ในระหว่างการก่อสร้าง โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

กรมชลประทาน (2541) ทำการวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวที่เกิดขึ้นในหินฐานรากและตัวเขื่อนโดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (FEM) แบบ 2 มิติ และจำลองคุณสมบัติหินฐานราก 6 กรณี เพื่อให้ครอบคลุมถึงสภาพจริงที่เป็นไปได้ ดังตารางที่ 11 ผลการวิเคราะห์สรุปได้ว่าหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นในหินฐานรากมีค่าน้อยกว่า 2 MPa ซึ่งต่ำกว่ากำลังของวัสดุอย่างมาก (RCC = 15 MPa, หินฐานราก = 33 - 100 MPa) ส่วนการเคลื่อนตัวและการทรุดตัวเกิดขึ้นสูงสุดเพียง 1.25 และ 1.00 ซม. ตามลำดับ โดยมีการเคลื่อนตัวที่แตกต่างระหว่างบล็อคเพียง 0.5 ซม. ซึ่งนับว่าเป็นค่าที่น้อยมากและอยู่ในเกณฑ์ที่สามารถยอมรับได้ ดังแสดงในตารางที่ 12

ตารางที่ 11 ค่า Modulus of Elasticity ของหินฐานรากที่ใช้ในการวิเคราะห์กรณีต่างๆ

กรณีที่	ค่า Modulus of Elasticity (E) ของหินฐานราก
1	E = 10 GPa
2	E = 20 GPa (25 เมตรแรก), E = 10 GPa (ฐานรากด้านล่าง)
3	E = 20 GPa (75 เมตรแรก), E = 10 GPa (ฐานรากด้านล่าง)
4	E = 20 GPa
5	E = 10 GPa (25 เมตรแรก), E = 20 GPa (ฐานรากด้านล่าง)
6	E = 10 GPa (75 เมตรแรก), E = 20 GPa (ฐานรากด้านล่าง)

หมายเหตุ กำหนดให้ค่า E ของ RCC = 20 GPa

ที่มา: กรมชลประทาน (2541)

ตารางที่ 12 สรุปผลการวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวจากการออกแบบ

สิ่งที่พิจารณา	กรณีที่					
	1	2	3	4	5	6
หน่วยแรงสูงสุดที่สัมผัสฐานราก (MPa)	1.60	1.90	1.70	1.80	1.60	1.60
การเคลื่อนตัวของสันเขื่อนไปด้านท้ายน้ำ (cm)	1.25	1.05	1.00	0.90	1.10	1.20
การทรุดตัวของสันเขื่อน (cm)	1.00	0.95	0.80	0.60	0.70	0.90
การทรุดตัวของฐานราก (cm)	0.95	0.80	0.60	0.50	0.60	0.80

ที่มา: (กรมชลประทาน, 2541)

นอกจากนี้ ในระหว่างการก่อสร้าง ฐิติพร (2548) ยังได้ทำการวิเคราะห์ด้วยวิธี FEM แบบ 2 มิติโดยแบ่งเป็น 3 กรณี พบว่า อิทธิพลของความลึก (Influence Depth) ก่อนการปรับปรุงคุณภาพหินฐานรากเกิดหน่วยแรง 20% ของหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักเขื่อน ที่ความลึกมากกว่า 200 เมตร แต่ผลจากการอัดฉีดน้ำปูนทำให้สามารถลดหน่วยแรงเข้มข้น (Stress Concentration) ได้ถึง 1.5 MPa (11%) รวมทั้งลดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งและแนวราบได้ 5 และ 43 % ตามลำดับ

- กรณีที่ 1 สภาพสิ้นสุดการก่อสร้าง (End of Construction)
- กรณีที่ 2 การเพิ่มระดับน้ำในอ่างอย่างรวดเร็ว (Rapid Impounding) แบ่งได้เป็น
 - 2.1 ระดับเก็บกักปานกลาง ที่ระดับ + 65 ม.รทก.
 - 2.2 ระดับเก็บกักปกติ ที่ระดับ + 110 ม.รทก.
- กรณีที่ 3 การเก็บกักน้ำปกติในการใช้งานระยะยาว แบ่งได้เป็น
 - 3.1 กรณีไม่มีระบบระบายน้ำ
 - 3.2 กรณีระบบระบายน้ำปกติ
 - 3.3 กรณีระบบแนวมันระบายน้ำที่ 1 ชำรุด

เมื่อความสูงเขื่อนเพิ่มขึ้นจะทำให้จุดศูนย์ถ่วงของตัวเขื่อนเลื่อนตำแหน่งมายังบริเวณเหนือน้ำ เมื่อสิ้นสุดการก่อสร้าง หน่วยแรงกระจายอยู่ที่ฐานรากด้านเหนือน้ำ (Heel) มีค่าสูงสุด 1.42 MPa และเคลื่อนตัวในแนวตั้ง 0.73 ซม. ที่สันเขื่อน และสำหรับกรณีเก็บกักน้ำ การกระจายของหน่วยแรงจะเปลี่ยนมาอยู่ที่บริเวณฐานเขื่อนด้านท้ายน้ำ (Toe) มีค่าสูงสุด 1.34 MPa การเคลื่อน

ตัวเกิดขึ้นในแนวราบเป็นส่วนใหญ่ คือเกิดการเคลื่อนตัวในไปด้านท้ายน้ำ 0.95 ซม. ส่วนการทรุดตัวเกิดเพียง 0.41 ซม. และมีการทรุดตัวที่แตกต่าง 0.45 ซม. ดังแสดงในตารางที่ 13

ตารางที่ 13 ผลการวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวของเขื่อนขุนด่านปราการชล

สิ่งที่พิจารณา	กรณีที่					
	1	2.1	2.2	3.1	3.2	3.3
หน่วยแรง (MPa)						
หน่วยแรงที่ฐานราก	1.42	1.42	1.34	1.34	1.14	1.28
หน่วยแรงอัดที่ตัวเขื่อน	2.65	2.61	0.64	1.48	1.41	1.57
หน่วยแรงดึงที่ตัวเขื่อน	- 0.05	- 0.05	- 0.28	-	-	-
การเคลื่อนตัว (cm)						
สันเขื่อน (U/S) ในแนวค้ำ	- 0.73	- 0.83	- 0.41	- 0.41	- 0.28	- 0.36
สันเขื่อน (U/S) ในแนวราบ	- 0.51	- 0.56	0.90	0.90	0.93	0.95
ฐานเขื่อนในแนวค้ำ	- 0.49	- 0.49	- 0.41	- 0.41	- 0.29	- 0.38
ฐานเขื่อนในแนวราบ	0.03	0.03	0.24	0.24	0.24	0.24

หมายเหตุ การเคลื่อนตัวในแนวค้ำ ค่าลบ คือ การเคลื่อนตัวลง หรือการทรุดตัว

การเคลื่อนตัวในแนวราบ ค่าบวก คือ การเคลื่อนไปในทิศทางท้ายน้ำ

ที่มา: จิตติพร (2548)

3. การไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัด

ปกติแล้วเนื้อ RCC จะค่อนข้างทึบน้ำพอสมควร โดยมีค่าความซึมต่ำและมีค่าใกล้เคียงกับ CVC เมื่อใช้ปริมาณสารเชื่อมประสานมาก ดังนั้นปัญหาการไหลซึมของเขื่อน RCC ที่พบโดยส่วนใหญ่จึงมักเกิดที่รอยต่อระหว่างชั้น (Surface Lift) เนื่องจาก บริเวณด้านล่างของชั้น (Bottom of Lift) มักจะเกิดการแยกตัว (Segregation) หรืออาจมีพลังงานการบดอัดไม่เพียงพอ นอกจากนี้ ยังอาจเกิดปัญหาการไหลซึมผ่านรอยต่อ (Contraction Joint) หาก Waterstop นึกขาดหรือ ไม่มีการควบคุมงานก่อสร้างที่ดี ดังนั้น จึงต้องให้ความสำคัญทั้งในด้านการออกแบบ ก่อสร้างและควบคุมงานความทึบน้ำของทั้งตัวเขื่อนและฐานราก

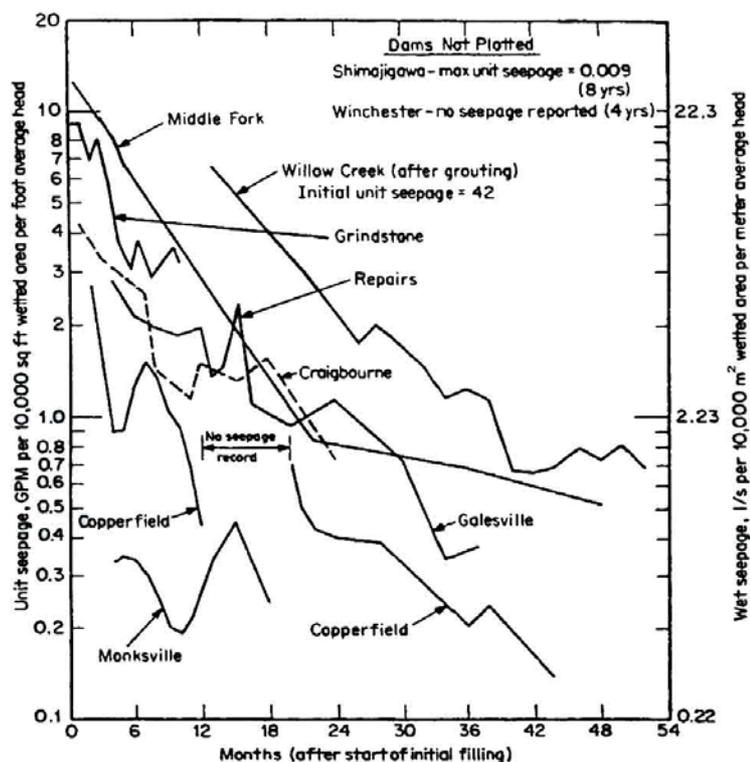
การที่น้ำไหลซึมผ่านตัวเขื่อนมากเกินไปอาจส่งผลให้เสถียรภาพความมั่นคงและความคงทนของเขื่อนลดลง รวมถึงภาพลักษณ์ความสวยงามบริเวณผิวเขื่อนด้านท้ายน้ำและการสูญเสีย น้ำที่เก็บกัก แต่ส่วนใหญ่แล้ว การไหลซึมผ่านฐานรากมักส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพของเขื่อน มากกว่าการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน โดยหากความเร็วของการไหลซึมมีค่าสูงอาจส่งผลให้ฐานรากถูกกัดเซาะได้ง่าย และหากความดันน้ำใต้ฐานเขื่อนมีค่าสูงก็จะส่งผลให้เกิดแรงลอยตัวใต้ฐานเขื่อน มาก ซึ่งทั้งสองกรณีนี้จะส่งผลให้เสถียรภาพความมั่นคงของเขื่อนลดลงอย่างชัดเจน

ภาพที่ 20 แสดงกราฟการไหลซึมผ่านเขื่อน RCC (รวมฐานราก) โดยปรับเทียบให้เป็นมาตรฐานเดียวกันคือ พิจารณาถึงความยาวเขื่อนและความสูงน้ำที่เก็บกักร่วมด้วย ซึ่งเรียกว่า Unit Seepage ดังรายละเอียดในภาคผนวก ง ซึ่งจากกราฟจะพบว่า การไหลซึมมีแนวโน้มลดลงตามเวลาดังเช่น เขื่อน Copperfield และเขื่อน Middle Fork มีค่า Unit Seepage ในปีที่ 4 ของการเก็บน้ำ ลดลงเหลือเพียง 1/10 และ 1/4 ของปีแรก ตามลำดับ ส่วนเขื่อน Shimajigawa และเขื่อน Winchester มีค่า Unit Seepage น้อยมาก ซึ่งแสดงถึงประสิทธิภาพของระบบกันซึมที่ดีของตัวเขื่อนและฐานราก และแม้ว่าเขื่อน Willow Creek จะมีค่า Unit Seepage ในปีแรกสูงถึง 93 l/s แต่เนื่องจากเป็นเขื่อนที่ใช้ป้องกันน้ำท่วมเป็นหลัก ดังนั้น ตัวเขื่อนจึงไม่จำเป็นต้องมีความทึบน้ำสูงเช่นเดียวกันกับเขื่อนที่ใช้เก็บกักน้ำเป็นหลัก อย่างไรก็ตาม จะเห็นได้ชัดเจนเช่นกันว่าการไหลซึมของเขื่อน Willow Creek มีค่าลดลงตามเวลาภายหลังการปรับปรุงแก้ไข (Hansen and Reinhardt, 1991)

การไหลซึมของน้ำมักมีค่าลดลงตามระยะเวลาเนื่องจากสาเหตุหลักคือ การก่อตัวของแคลเซียมคาร์บอเนต (CaCO_3) หรือแคลไซต์ (Calcite) ซึ่งเกิดจากแคลเซียมไฮดรอกไซด์ (Ca(OH)_2) ในคอนกรีตถูกน้ำชะออกมาและสัมผัสกับคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในอากาศ ทำให้เกิดแคลไซต์ที่มีลักษณะเป็นของแข็งสีขาวอุดแน่นตามช่องว่างบริเวณผิวของคอนกรีต เรียกปรากฏการณ์ดังกล่าวนี้ว่า “Efflorescence” (เขื่อน Willow Creek และ Middle Fork เกิดแคลไซต์ที่ผนังอุโมงค์หนาถึง 5 ซม.) แต่ข้อเสียของแคลไซต์ คือ ทำให้รูระบายน้ำอุดตัน, ค่า pH ของน้ำเพิ่มขึ้น, พื้นทางเดินในอุโมงค์ลื่น และทำให้บริเวณผิวเขื่อนด้านท้ายน้ำเกิดความไม่สวยงาม (Hansen and Reinhardt, 1991)

เขื่อนคอนกรีต Dworshak สูง 218 เมตร ประเทศอเมริกา ตั้งอยู่บนหิน Granite Gneiss ที่มีรอยแตกอยู่บ้าง ควบคุมการไหลซึมด้วยม่านอัดฉีดน้ำปูนร่วมกับม่านระบายน้ำ พบว่า ภายหลังจากใช้งานไปได้นาน 15 ปี มีปริมาณการไหลซึมผ่านม่านระบายน้ำบริเวณฐานยันเขื่อนเพิ่มสูงขึ้น

จาก 2,276 เป็น 4,542 ลิตร/นาทีก และในอีก 9 ปีต่อมาเพิ่มสูงขึ้นเป็น 9,464 ลิตร/นาทีก และพบดินเหนียวที่มีอยู่ตามรอยแตกได้ไหลออกมาด้วย แต่แรงดันลอยตัวได้ฐานเขื่อนยังต่ำกว่าที่ออกแบบ ซึ่งคาดว่าเกิดจากม่านอค์คิณ้ำปูนเกิดรอยแตก (Smoak *et al.*, 1998)



ภาพที่ 20 ค่า Unit Seepage ของเขื่อนคอนกรีตบดอัดประเภทต่างๆ

ที่มา: Hansen and Reinhardt (1991)

กรณีตัวอย่างการไหลซึมผ่านเขื่อน RCC กรณีต่างๆสรุปได้ดังตารางที่ 14 และ Hansen and Reinhardt (1991) สรุปพฤติกรรมการไหลซึมผ่านเขื่อน RCC ได้ดังต่อไปนี้

- 1) การไหลซึมในช่วงต้นผ่าน Lean RCC Dam บางแห่งอาจสูงกว่าที่คาดการณ์ไว้มาก
- 2) การไหลซึมผ่าน RCC ลดลงตามเวลาอย่างชัดเจน เนื่องจากการอุดตันของตะกอนและแคลไซต์ตามช่องว่าง โดยการไหลซึมที่เพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนมักเกิดจากรอยแตกที่เกิดขึ้นใหม่
- 3) การไหลซึมผ่านรอยแตกในช่วงต้นจะมีการชะเอา Ca(OH)_2 ออกได้ยากกว่าการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนปกติ เนื่องจากความเร็วการไหลซึมของน้ำผ่านรอยแตกมีค่าสูง

- 4) การไหลซึมเพิ่มขึ้นเมื่อมีระดับน้ำเพิ่มขึ้นหรือมีอุณหภูมิอากาศต่ำลง (RCC หดตัวมากขึ้น ทำให้รอยแตกมีขนาดใหญ่ขึ้น)
- 5) เชื้อน RCC สามารถถูกออกแบบให้มีความทึบน้ำได้ดีเทียบเท่ากับเชื้อน CVC
- 6) ระบบกันน้ำที่ใช้ Waterstop ร่วมกับ Conventional Concrete หรือ Membrane Precast Concrete จะทำให้เชื้อนมีความทึบน้ำสูงมาก
- 7) การออกแบบส่วนผสมให้มีปริมาณสารเชื่อมประสานสูง ปริมาณทรายสูง หรือบดอัดให้ RCC แน่นมากๆ จะทำให้การไหลซึมผ่านเนื้อ RCC ลดลง
- 8) ควรให้ความสำคัญเป็นพิเศษในการควบคุมงานติดตั้ง Waterstop และความทึบน้ำบริเวณรอยต่อระหว่างตัวเชื้อนและฐานราก

Xiaobin (1999) พบว่า การพัฒนาแรงยึดเหนี่ยวระหว่างชั้นจะสูงขึ้นเมื่อเท RCC ชั้นต่อไป ก่อนที่ RCC ชั้นล่างจะถึงเวลาก่อตัวเริ่มต้น (Initial Setting Time) นอกจากนี้ยังพบว่า การใช้ Silica Fume Cement Mortar เชื่อมระหว่างชั้นของ RCC จะทำให้กำลังและความทึบน้ำเพิ่มขึ้นมากกว่าการใช้ Cement Mortar และ Expanding Cement Mortar

ตารางที่ 14 กรณีตัวอย่างการไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัด

เขื่อน	ขนาด (ม.)		สารเชื่อมประสาน(กก.)		ระบบควบคุมการไหลซึม	ลักษณะการไหลซึม
	ยาว	สูง	ซีเมนต์	ปอซโซลาน		
Upper Stillwater	90	815	92	203 (U/S) 172 (CL)	Slipform Concrete (0.6 m) Zoned high-paste RCC	เก็บกักน้ำปีแรกพบการไหลซึม 44 l/s (ส่วนใหญ่มาจากฐานราก) ต่อมาเกิดการแตกร้าวและมีน้ำไหลซึมผ่านรอยแตกในอุโมงค์ 100 l/s และฝิวด้านท้ายน้ำ 140 l/s เมื่อทำการแก้ไขโดยใช้ Polyurethane resin พบว่าปีต่อมาการไหลซึมที่ฝิวด้านท้ายน้ำลดลงเหลือเพียง 57 l/s
Shimajigawa	89	240	91	39	Conventional concrete (3 m) Double waterstop (@ 15 m) Bedding mix (entire lift)	มีการไหลซึมผ่าน Contraction Joint น้อยมาก ไม่พบการไหลซึมที่ฝิวเขื่อนด้านท้ายน้ำ ส่วนฐานรากมีการไหลซึมสูงสุด 0.5 l/s
Willow Creek	52	543	104 47 104	- (U/S) 19 (CL) 47 (D/S)	Unseal joint concrete panel Zoned RCC + Bedding mix (0.3 m)	พบการไหลซึมผ่านอุโมงค์และฝิวเขื่อนด้านท้ายน้ำหลังจากเก็บกักเพียง 12 ชั่วโมง ซึ่งที่ความสูงน้ำ 15 m มีการไหลซึม 150 l/s และลดลงเหลือ 9 l/s ภายหลังจากฉีดด้วยน้ำปูนและสารเคมี ที่ความสูงน้ำ 29 m เกิดการไหลซึม 128 l/s และปีต่อมาลดลงเหลือ 29, 22 และ 16 l/s
Galesville	50	297	53 68	51 (CL) 65 (D/S)	Elastomeric rubber membrane (1 mm) Conventional concrete (0.6 m) Zoned RCC + Bedding mix (1.8 m)	เก็บกักน้ำเต็มเขื่อนในปีที่ 2 พบการไหลซึม 60 l/s ซึ่งส่วนใหญ่เป็นการไหลซึมผ่านรอยแตกร้าวทั้ง 7 แห่ง และเมื่อทำการแก้ไขโดยการใช้นิโตนและ Quick-set Cement ทำให้การไหลซึมลดลงเหลือ 32 l/s
Cadiangullong	43	385	90	90	Grout-enriched RCC PVC Waterstop (@ 20 - 30 m) Bedding mix (entire lift)	เก็บกักน้ำปีแรกพบการไหลซึม 11 l/s (ฐานราก 54%) ปีที่ 2 เหลือ 7 l/s แต่ Uplift มีค่า 45% (ออกแบบ 33%) จึงเจาะ Relief Hole จำนวน 11 หลุม พบว่า Uplift เหลือ 30% ส่วนปีที่ 3 และ 4 การไหลซึมเหลือ 5 และ 4 l/s ตามลำดับ (ฐานราก 60 – 70%) (Maisano <i>et al.</i> , 2001)
Copperfield	40	340	110 80 110	- (U/S) 30 (CL) - (D/S)	Conventional concrete PVC waterstop (3 joints) Zoned RCC + Bedding mix (2 m)	เก็บกักน้ำปีแรกพบการไหลซึม 25 l/s 2 เดือนต่อมาเหลือ 10 l/s หลังจากเก็บกักน้ำได้ 7 เดือนได้เกิดรอยแตกและการไหลซึมเพิ่มขึ้นเป็น 16 l/s แต่ปีที่ 3 และ 6 การไหลซึมลดลงเหลือ 6 และ 2 l/s ตามลำดับ

ที่มา: Hansen and Reinhardt (1991)

3.1 การควบคุมการไหลซึมผ่านเขื่อนคอนกรีตบดอัด

การควบคุมการไหลซึมของน้ำผ่านฐานรากเขื่อนนิยมใช้การอัดฉีดน้ำปูนร่วมกับติดตั้งระบบระบายน้ำซึ่งได้กล่าวไว้แล้วในหัวข้อเรื่อง “คุณสมบัติหินฐานรากเขื่อน” ส่วนการควบคุมการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนสามารถกระทำได้หลายรูปแบบคือ ออกแบบให้ RCC มีสารเชื่อมประสานมาก, ติดตั้งผนังกันซึมด้านเหนือน้ำ, เทน้ำปูนเชื่อมบริเวณรอยต่อระหว่างชั้น, ติดตั้ง Contraction Joint ร่วมกับ Waterstop และติดตั้งระบบระบายน้ำภายในตัวเขื่อน เป็นต้น

การควบคุมการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนแบ่งได้เป็น 2 วิธีใหญ่ๆคือ การออกแบบให้ทั้งตัวเขื่อนมีความทึบน้ำ (Entire RCC) เป็นวิธีที่มักใช้กับ RCC ที่มีสารเชื่อมประสานมากและเป็นรูปแบบที่ไม่มีผนังกันซึมด้านเหนือน้ำและมักจะไม่มีการเทน้ำปูนเชื่อมระหว่างชั้น ส่วนอีกวิธีคือการออกแบบให้มีผนังกันซึมด้านเหนือน้ำ (Upstream Membrane) เป็นวิธีที่มักใช้กับ RCC ที่มีสารเชื่อมประสานน้อย มักมีการเทน้ำปูนเชื่อมระหว่างชั้นทางด้านเหนือน้ำ แต่ในปัจจุบันจะนิยมออกแบบให้มีผนังกันซึมด้านเหนือน้ำกับเขื่อน RCC ทุกๆประเภท โดยรูปแบบของผนังกันซึมด้านเหนือน้ำที่ Hansen and Reinhardt (1991) กล่าวไว้มี 5 ประเภท ดังต่อไปนี้

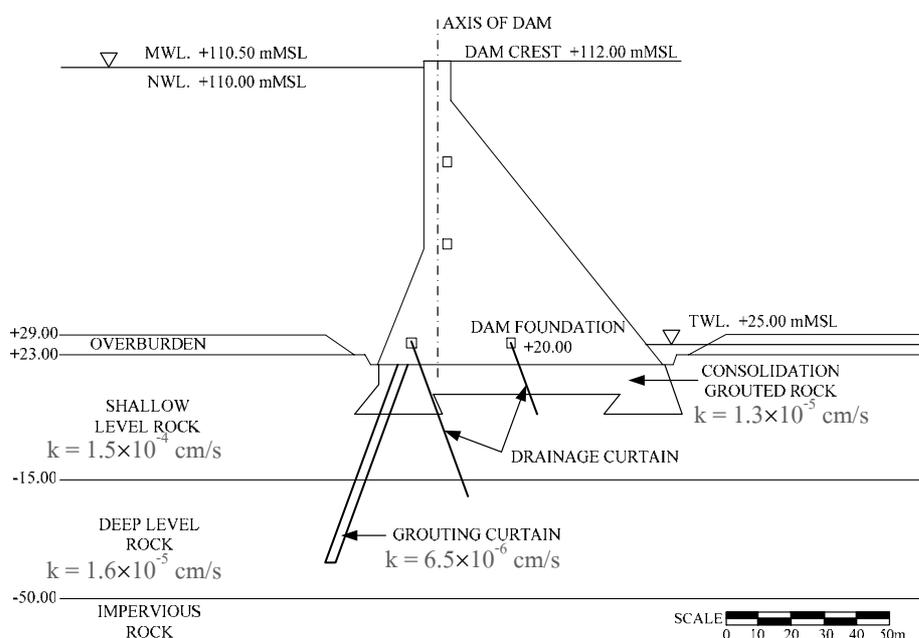
- Precast Concrete Panel + PVC Liner + Conventional Concrete ใช้กับเขื่อน Winchester สูง 21 เมตร และเขื่อน Uragua-I สูง 77 เมตร เป็นต้น
- Reinforced Concrete + Waterstop Joint ใช้กับเขื่อน Stacy-spillway สูง 45 เมตร และเขื่อนขุนด่านปราการชล สูง 92 เมตร เป็นต้น
- Conventional Concrete + Waterstop Joint ใช้กับเขื่อน Shimajigawa สูง 89 เมตร เขื่อน Elk Creek สูง 76 เมตร และเขื่อน Monksville สูง 48 เมตร เป็นต้น
- Conventional Concrete ใช้กับเขื่อนที่มีความสูงไม่เกิน 90 เมตร เช่น เขื่อน Middle Fork สูง 38 เมตร, Galesville สูง 50 เมตร และ Grindstone Canyon สูง 42 เมตร เป็นต้น
- Other Facing method เช่น Precast Concrete Panel + Asphalt Mortar ที่เขื่อน Kengkou สูง 57 เมตร, Expansive Cement Concrete ที่เขื่อน Longmentang สูง 58 เมตร และการใช้ Grout-Enriched RCC ที่เขื่อน Puding สูง 75 เมตร, Jiangya สูง 131 เมตร และ Miel 1 สูง 190 เมตร เป็นต้น

จากจำนวนเขื่อน RCC ขนาดใหญ่กว่า 200 เขื่อนพบว่า เกือบ 60% ใช้ Upstream Membrane แบบ Conventional Concrete + Waterstop Joint (Pacelli and Andriolo, 1999)

3.2 การวิเคราะห์การไหลซึมผ่านเขื่อนขุนด่านปราการชล

การวิเคราะห์ในส่วนนี้ไม่มีผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน แต่มีเพียงผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านหินฐานรากเท่านั้น ซึ่งผลดังกล่าวได้จากวิทยานิพนธ์ของมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ที่ได้วิเคราะห์ไว้ในระหว่างการก่อสร้าง โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ชินอรส (2546) วิเคราะห์การไหลซึมผ่านหินฐานรากเขื่อน RCC-B โดยวิธี FEM 2 มิติ ได้แบ่งคุณสมบัติชั้นหิน ดังภาพที่ 21 พบว่า น้ำที่ผ่านม่านอัดฉีดน้ำปูนจะเกิดการสูญเสียศักย์น้ำ และมีทิศทางการไหลเข้าสู่ม่านระบายน้ำ โดยที่ระดับเก็บกักปกติ ปริมาณน้ำที่ไหลซึมผ่านม่านอัดฉีดน้ำปูนมีค่า 2.19 ลิตร/นาทิต/ม. (ประสิทธิภาพการปิดกั้น 40%) โดยม่านระบายน้ำที่ 1 และ 2 ระบายน้ำไป 1.55 และ 0.51 ลิตร/นาทิต/ม. ตามลำดับ ส่วนที่เหลือไหลลอดไปด้านท้ายน้ำ 0.12 ลิตร/นาทิต/ม. ซึ่งคิดเป็น 70.9, 23.5 และ 5.6 % ตามลำดับ ดังตารางที่ 15 และจากตารางจะพบว่าในกรณีม่านอัดฉีดน้ำปูนเสื่อมประสิทธิภาพ ปริมาณการไหลซึมจะเพิ่มขึ้น 66 ส่วนแรงลอยตัวได้ฐานเขื่อนจะสูงกว่ากรณีปกติเพียงเล็กน้อย แต่ในกรณีที่ม่านระบายน้ำชำรุด แรงลอยตัวได้ฐานเขื่อนจะสูงกว่ากรณีปกติถึง 176% อย่างไรก็ตาม ตัวเขื่อนยังมีความมั่นคงตามมาตรฐานเกณฑ์การออกแบบ



ภาพที่ 21 แบบจำลองหน้าตัดการไหลซึม

ที่มา: ชินอรส (2546)

ตารางที่ 15 ผลการวิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากเชื่อมขุดด้านปรากฏารชล

กรณี	ปริมาณการไหลซึม (ลิตร/นาที่/ม.)				แรงลอยตัว (ตัน/ม.)	FSS
	ทั้งหมด	ม่าน 1	ม่าน 2	ท้ายน้ำ		
ระบบควบคุมการไหลซึมปกติ	2.19	1.55	0.51	0.12	1,298	3.32
ม่านระบายน้ำที่ 1 ชำรุด	1.73	-	1.48	0.25	1,895	3.17
ม่านระบายน้ำที่ 2 ชำรุด	2.19	1.93	-	0.26	1,509	3.26
ม่านระบายน้ำที่ 1 และ 2 ชำรุด	1.17	-	-	1.17	3,579	2.75
ไม่มีม่านอัดดินน้ำปูน	3.64	2.88	0.62	0.14	1,338	3.31

ที่มา: ชิโนรส (2546)

ชิโนรส (2546) วิเคราะห์ความมั่นคงของตัวเชื่อมกรณีต่างๆ ดังแสดงไว้ในตารางที่ 16 พบว่าตัวเชื่อมมีเสถียรภาพผ่านเกณฑ์ทุกกรณี แต่ในกรณีไม่มีแรงเสียดทานที่ฐานเชื่อมจะมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่ำที่สุด ดังนั้นในระหว่างการก่อสร้างจึงต้องควบคุมคุณภาพการทำงานบริเวณรอยต่อเป็นพิเศษ รวมถึงกรณีที่ม่านระบายน้ำชำรุด จะทำให้ตัวเชื่อมจะมีความปลอดภัยลดลงอย่างมากเช่นกัน จึงควรตรวจสอบและทำความสะอาดรูระบายน้ำเป็นระยะๆ

ตารางที่ 16 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพเชื่อมขุดด้านปรากฏารชล

ลำดับ	กรณี	FSS	σ_z	e	Result
	เกณฑ์กำหนด กรณีปกติ	≥ 3	≥ 0	$\leq L/6$	
1	ระดับเก็บกักปกติ	3.32	5.6	6.02	OK
	เกณฑ์กำหนด กรณีไม่ปกติ	≥ 2	≥ 0	$\leq L/4$	
2	ระดับเก็บกักสูงสุด	3.28	5.5	6.25	OK
3	ระดับเก็บกักปกติ ระบบระบายน้ำชำรุด	2.75	2.2	10.20	OK
4	ระดับเก็บกักปกติ ไม่มีแรงเสียดทานที่ฐานเชื่อม	2.04	5.6	6.02	OK
	เกณฑ์กำหนด กรณีพิเศษ	≥ 1	≥ 0	$\leq L/2$	
5	ระดับเก็บกักปกติ มีแรงแผ่นดินไหว	2.50	2.1	11.16	OK
6	ระดับเก็บกักสูงสุด ระบบระบายน้ำชำรุด	2.72	2.1	10.56	OK
7	ระดับเก็บกักสูงสุด ไม่มีแรงเสียดทานที่ฐานเชื่อม	2.02	5.5	6.25	OK

ที่มา: ชิโนรส (2546)

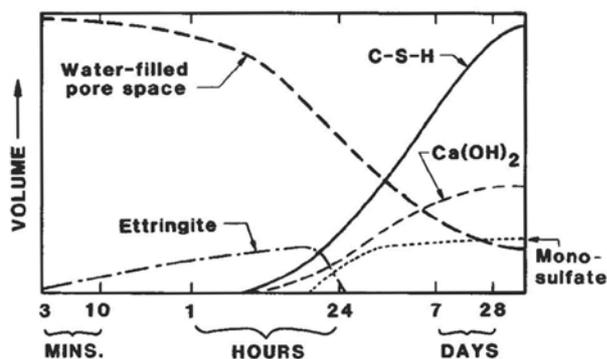
4. การแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิในเข็นอนกรีตบดอัด

ผลจากการทำปฏิกิริยาระหว่างสารเชื่อมประสานกับน้ำจะทำให้คอนกรีตเกิดการพัฒนากำลังพร้อมกับคายความร้อน และเป็นปกติของคอนกรีตที่จะขยายตัวเมื่ออุณหภูมิเพิ่มขึ้นและหดตัวเมื่ออุณหภูมิลดลง ถ้าหากการเปลี่ยนแปลงปริมาตรนี้มีการยึดรั้งไม่ให้คอนกรีตขยายตัวอย่างอิสระก็จะเกิดหน่วยแรงขึ้นในมวลคอนกรีต ซึ่งเรียกว่า หน่วยแรงเนื่องจากความร้อน (Thermal Stress) และถ้าหากมีค่ามากกว่ากำลังที่คอนกรีตจะรับได้ก็จะเกิดการแตกร้าว ซึ่งเรียกว่า การแตกร้าวเนื่องจากความร้อน (Thermal Cracking) ดังนั้น การควบคุมอุณหภูมิที่เกิดขึ้นในคอนกรีตจึงเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณาสำหรับงานเข็นอน เพราะการแตกร้าวจะส่งผลกระทบต่อความทึบน้ำและความคงทนของคอนกรีต

นอกจากคอนกรีตจะเกิดการแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิแล้ว ยังมีการแตกร้าวจากสาเหตุอื่นคือ การหดตัวแบบออโตจีเนียส (Autogenous Shrinkage) และการหดตัวแบบแห้ง (Drying Shrinkage) ซึ่งมีปริมาณน้อยและไม่ส่งผลกระทบต่อความทึบน้ำหรือความคงทนของตัวเข็นอนหากให้ความสำคัญในการออกแบบส่วนผสมและควบคุมการก่อสร้างที่ดี เช่น ใช้ปริมาณน้ำและปูนซีเมนต์ต่ำ ใช้มวลรวมที่มีการดูดซึมน้ำต่ำ และมีการบ่มที่เหมาะสม เป็นต้น

ส่วนประกอบในซีเมนต์เพสต์มีอัตราส่วนเปลี่ยนแปลงไปตามเวลา ดังแสดงในภาพที่ 22 ซึ่งซีเมนต์เพสต์ที่อายุ 28 วันประกอบด้วย แคลเซียมซิลิเกตไฮดรอกไซด์ (CSH) 50 – 70 % เป็นสารที่ทำให้มีการยึดจับตัวกันแน่น, แคลเซียมไฮดรอกไซด์ (Ca(OH)_2) 20 – 25 % เป็นสารที่ทำให้ความคงทนลดลงเนื่องจากถูกละลายและชะล้างได้ง่าย, แคลเซียมซัลโฟลูมิเนต 10 – 15 % และส่วนประกอบย่อยอื่นอีกไม่มาก เช่น เม็ดปูนที่เหลือจากการทำปฏิกิริยา, น้ำ และโพรง โดยซีเมนต์เพสต์ที่แข็งตัวแล้วนี้จะยึดเหนี่ยวแบบไอออนิกโควาเลนต์ (Ionic-Covalent) เป็นหลัก และมีการยึดเหนี่ยวแบบแวนเดอร์วาลส์ (Van Der Waals) เพียงหนึ่งในสามเท่านั้น (ปริญญญา และ ชัย, 2549)

Neville (2002) พบว่า หลังจากปูนซีเมนต์ทำปฏิกิริยากับน้ำภายใน 1 – 3 วันจะเกิดความร้อนขึ้น 50% ของค่าความร้อนทั้งหมด ที่ 7 วันเกิดความร้อน 75% และที่ 6 เดือนเกิดความร้อน 90% โดยปัจจัยจากอุณหภูมิแวดล้อมจะส่งผลต่อค่าการคายความร้อน คือ เมื่ออุณหภูมิแวดล้อมสูงค่าการคายความร้อนก็จะมีค่าเพิ่มขึ้นด้วย ดังตารางที่ 17 แสดงผลกระทบจากอุณหภูมิแวดล้อมต่อความร้อนสะสมที่คายออกจากปูนซีเมนต์มาภายใน 72 ชั่วโมง



ภาพที่ 22 ผลผลิตของปฏิกิริยาไฮเดรชันที่ช่วงเวลาต่างๆ

ที่มา: ACI Committee 225(1999)

ตารางที่ 17 ความร้อนของปฏิกิริยาไฮเดรชันหลังจาก 72 ชั่วโมง ที่อุณหภูมิต่างๆ

ประเภทของปูนซีเมนต์	ค่าการคายความร้อน ณ อุณหภูมิต่างๆ (J/g)			
	4 °C	24 °C	32 °C	41 °C
I	154	285	309	335
III	221	348	357	390
IV	108	195	192	214

ที่มา: Neville (2002)

เมื่อใช้ปอซโซลานผสมคอนกรีตจะเกิดการทำปฏิกิริยากับแคลเซียมไฮดรอกไซด์ที่ได้จากปฏิกิริยาไฮเดรชันของปูนซีเมนต์ ซึ่งเรียกว่าปฏิกิริยาปอซโซลานิก (Pozzolanic Reaction) ทำให้เกิดสารแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรต (CSH) และแคลเซียมอลูมิเนตไฮเดรต (CAH) เพิ่มขึ้น และเกิดความร้อนคล้ายกับปฏิกิริยาไฮเดรชันแต่เกิดปฏิกิริยาช้ากว่า โดย ACI Committee 207 (1990) พบว่า ถ้าลอยจะให้ความร้อนที่อายุ 28 วันประมาณ 15 – 35 % ของปูนซีเมนต์ ส่วนปอซโซลานชนิดอื่นจะให้ความร้อนประมาณ 20 – 45 % ของปูนซีเมนต์ ดังนั้นจึงมีการใช้ปอซโซลานเพื่อลดความร้อนของคอนกรีต โดยเฉพาะในงานคอนกรีตหลายหรืองานเขื่อนกันน้ำอย่างแพร่หลาย

4.1 การแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิ

เนื่องจากปฏิกิริยาระหว่างปูนซีเมนต์กับน้ำ (Hydration Reaction) เป็นปฏิกิริยาที่คายความร้อน (Exothermal Reaction) อีกทั้งคอนกรีตมีค่าการนำความร้อนต่ำ จึงไม่สามารถถ่ายเทความร้อนออกไปสู่สิ่งแวดล้อมได้อย่างรวดเร็ว ทำให้เกิดความร้อนสะสมอยู่ในคอนกรีต โดยเฉพาะในงานเขื่อนซึ่งมีขนาดใหญ่และมีการเทคอนกรีตอย่างรวดเร็ว

เมื่ออุณหภูมิระหว่างภายในและผิวคอนกรีตแตกต่างกันมาก หรือคอนกรีตถูกยึดรั้งด้วยโครงสร้างอื่น จะทำให้เกิดหน่วยแรงซึ่งมีทั้งหน่วยแรงอัดและหน่วยแรงดึงในคอนกรีต และหากเกิดหน่วยแรงมากกว่ากำลังของคอนกรีตก็จะเกิดการแตกร้าว ซึ่งโดยปกติคอนกรีตจะมีกำลังรับแรงดึงต่ำ ดังนั้นการแตกร้าวจึงมักเกิดจากมีหน่วยแรงดึงมากกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (ACI Committee 207, 1990)

การยึดรั้งมี 2 ประเภท คือ การยึดรั้งจากภายใน (Internal Restraint) เป็นการยึดรั้งเนื่องจากคอนกรีตขยายตัวไม่เท่ากัน ซึ่งปกติที่ผิวจะมีอุณหภูมิต่ำกว่าและเกิดการขยายตัวน้อยกว่าภายใน ทำให้ผิวคอนกรีตเกิดหน่วยแรงดึงและเกิดการแตกร้าวเมื่อมีค่ามากกว่ากำลังรับแรงดึง ส่วนการยึดรั้งจากภายนอก (External Restraint) จะเกิดในช่วงที่อุณหภูมิลดลง คือเป็นการยึดรั้งเนื่องจากคอนกรีตพยายามที่จะหดตัวกลับแต่ถูกยึดรั้งจากโครงสร้างเก่าหรือจากหินฐานราก จึงทำให้เกิดการแตกร้าวได้เช่นเดียวกับการยึดรั้งจากภายใน (ACI Committee 207, 1990)

Hansen and Reinhardt (1991) สรุปพฤติกรรมการแตกร้าวของเขื่อน RCC ได้ดังนี้

1) RCC มีโอกาสเกิดการแตกร้าวน้อยกว่า CVC เนื่องจาก RCC มักจะถูกออกแบบให้มีกำลังต่ำ จึงทำให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นต่ำและอัตราการล้าสูง รวมทั้งเกิด Drying Shrinkage น้อยกว่า เพราะมีปริมาณน้ำและสารเชื่อมประสานต่ำกว่า CVC

2) การแตกร้าวของเขื่อน RCC ส่วนใหญ่เกิดจากปัญหาด้านความร้อน โดยมักเกิดขึ้นเมื่ออุณหภูมิลดลงจากอุณหภูมิสูงสุด 11 °C สำหรับ Lean RCC Dam และ 20 °C สำหรับ High Paste RCC Dam และ RCD Dam ส่วนการแตกร้าวที่ผิวหน้าของ Concrete Facing จะเกิดจาก Drying Shrinkage ร่วมด้วย

3) ยิ่ง RCC มีกำลังสูง การแตกร้าวก็จะมีระยะห่างเพิ่มขึ้นแต่จะมีขนาดใหญ่ขึ้น การแตกร้าวนี้ไม่มีผลต่อความมั่นคงของ RCC Gravity Dam แต่จะมีเพียงปัญหาด้านการรั่วซึมเท่านั้น

4) การทำรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) ร่วมกับ Waterstop และ Drain Hole เป็นการควบคุมการแตกร้าวได้อย่างมีประสิทธิภาพ แต่ถ้ารอยต่อนี้มีระยะห่างมากเกินไปก็จะเกิดการแตกร้าวขึ้นระหว่างรอยต่อแต่มีขนาดเล็กกว่าการแตกร้าวที่เกิดขึ้นบริเวณรอยต่อ นอกจากนี้ บริเวณที่มีการเปลี่ยนแปลงขนาดหน้าตัดก็มักจะเกิดการแตกร้าวเช่นกัน

5) การแตกร้าวส่วนใหญ่เกิดขึ้นจากการยึ่ครั้งจากภายในซึ่งมีอุณหภูมิที่ผิวต่ำแต่ภายในตัวเขื่อนยังคงมีอุณหภูมิสูง จึงเกิดการขยายตัวไม่เท่ากัน โดยมักเกิดการแตกร้าวที่สันเขื่อนก่อน แล้วจึงขยายตัวไปยังผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ

6) การแตกร้าวอาจมากกว่าที่คาดการณ์ไว้เนื่องจากการล่าช้าของก่อสร้าง ทำให้ต้องทำงานในช่วงฤดูร้อนซึ่งมีอุณหภูมิบรรยากาศสูงและมีปริมาณแสงแดดมาก

7) วัสดุที่นิยมใช้ในการอุดซ่อมแซมรอยแตกคือ Polyurethane resin และ Polysulfide แต่ในกรณีที่รอยแตกมีระดับต่ำกว่าผิวน้ำ อาจเทเม็ดเบนโทไนท์ลงในอ่างหรือใช้ Quick-set Cement โดยนักประดาน้ำ

จากการตรวจวัดอุณหภูมิที่เขื่อน Longtan ในประเทศจีน พบว่าการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของฤดูกาลส่งผลต่ออุณหภูมิภายในตัวเขื่อนลึกจากผิวน้ำเขื่อนเพียง 2 เมตรเท่านั้น (Giesecke *et al.*, 2002) และผลการตรวจวัดจากเขื่อน Cadianguillong ที่ประเทศออสเตรเลีย ก็ให้ผลเช่นเดียวกันคือ เกิดการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในตัวเขื่อนในระยะเพียง 3 - 4 เมตรจากผิวน้ำเขื่อน (Maisano *et al.*, 2001)

ศุภชัย (2546) ทำการตรวจวัดอุณหภูมิจากแปลงทดสอบของเขื่อนขุนด่านฯพบว่า เกิดอุณหภูมิสูงสุด 40 °C จากเริ่มต้นที่ 32 °C โดยที่อุณหภูมิภายนอกมีผลกระทบต่อคอนกรีตบดอัดในแปลงทดสอบเฉพาะในช่วง 48 ชั่วโมงแรก และการบ่มด้วยน้ำสามารถลดอุณหภูมิภายในได้มาก แต่เมื่อมีการเท RCC ชั้นบนแล้ว การระบายความร้อนในชั้นก่อนหน้าจะเกิดน้อยลงเรื่อยๆ

แม้ว่าเนื้อวัสดุ RCC จะเกิดการแตกร้าวน้อยกว่า CVC แต่สำหรับเขื่อน RCC นั้น USACE (2000) กล่าวว่า จะเกิดการแตกร้าวมากกว่าเขื่อน CVC เพราะมีระยะห่างของรอยต่อมากกว่า (เขื่อน RCC มีระยะห่างของรอยต่อ 15 – 40 เมตรหรืออาจมากถึง 90 เมตร) โดยเกิดการแตกร้าวที่รอยต่อกว้างประมาณ 1 – 3 มม. หลังจากก่อสร้างหลายเดือนหรือในระหว่างเก็บน้ำปีแรก นอกจากนี้ยังพบว่าขนาดของการแตกร้าวมีขนาดเพิ่มขึ้นเมื่ออากาศเย็น และมีขนาดลดลงเมื่ออากาศร้อนขึ้น โดยเขื่อนบางแห่งมีการรั่วซึมเพิ่มขึ้นเมื่อเข้าสู่ฤดูหนาว

ทั้งนี้ Hansen and Reinhardt (1991) ได้รวบรวมตัวอย่างการแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิของเขื่อน RCC ไว้ดังตารางที่ 18 โดยพบว่า การแตกร้าวที่รอยต่อส่วนใหญ่มีขนาด 1.5 – 5.0 มม. โดยขนาดของรอยแตกจะน้อยลงเมื่อเข้าสู่ฤดูร้อนและเปิดขยายอีกครั้งเมื่อเข้าสู่ฤดูหนาว นอกจากนี้ยังพบว่า หากเกิดอุณหภูมิสูงกว่าที่ออกแบบไว้มากจะทำให้เกิดการแตกร้าวนอกเหนือบริเวณรอยต่อ และ USACE (2000) พบว่า การลดลงอย่างรวดเร็วของอุณหภูมิอากาศประมาณ 17 °C (Thermal Shock) จะทำให้เขื่อน RCC เกิดการแตกร้าวได้เช่นเดียวกับเขื่อน CVC

Mehrotra (2004) กล่าวว่า การยึดรั้งจากภายนอก (External Restraint) มักจะทำให้เกิดการแตกร้าวทั้งหน้าตัดและรุนแรงมากกว่าการยึดรั้งจากภายใน (Internal Restraint) โดยการแตกร้าวนี้จะส่งผลกระทบต่อเสถียรภาพเขื่อน โค้งมากกว่าเขื่อนน้ำหนักถ่วง เนื่องจากเขื่อนโค้งต้องอาศัย Arch Action เพื่อส่งผ่านแรงไปยังฐานยันเขื่อน ดังนั้นตัวเขื่อนจึงต้องต่อเนื่องกันโดยตลอด แต่หากการแตกร้าวทำให้เกิดการไหลซึมมากกว่า 10 Lugeon หรือมากกว่าที่จะยอมรับได้ ควรแก้ไขโดยการ Grout ซึ่งสารที่ใช้ได้แก่ Silica Fume, Diatomaceous Earth, Fly Ash และ Cement เป็นต้น โดย Silica Fume จะให้ประสิทธิภาพสูงสุดแต่ก็มีค่าใช้จ่ายสูงด้วยเช่นกัน

ตารางที่ 18 กรณีตัวอย่างการแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิของเขื่อนคอนกรีตอัด

เขื่อน	ขนาด (ม.)		สารเชื่อมประสาน (กก.)		ระยะห่างของรอยต่อ	ลักษณะการแตกร้าว
	สูง	ยาว	ซีเมนต์	ปอซโซลาน		
Upper Stillwater	90	815	92	203 (U/S) 172 (CL)	-	หลังการก่อสร้าง 3 เดือน พบการแตกร้าวขนาดเล็ก 13 แห่ง ระยะห่าง 49 เมตร (ออกแบบ 30 เมตร และจะซ่อมแซมในภายหลัง) เมื่อเก็บกักน้ำได้เกิดการแตกร้าวขนาด 6.6 มม. ที่ผนังอุโมงค์และผิวเขื่อนท้ายน้ำโดยต่อเนื่องไปบนสันเขื่อน Mehrotra (2004) คาดว่าเกิดจากการเสียดรูปของหินฐานราก ประกอบกับอุณหภูมิที่ผิวเขื่อนลดลงจากอุณหภูมิสูงสุดถึง 32 °C ทำให้เกิดน้ำไหลซึมผ่านกว่า 240 l/s
Shimajigawa	89	240	91	39	15 เมตร	เกิดรอยแยกที่รอยต่อ เฉลี่ย 2.7 มม. และเกิดสูงสุด 5 มม.
Elk Creek	76	785	104 47	-(U/S) 19 (CL)	91 เมตร	เกิดอุณหภูมิสูงสุด 38.7 °C ซึ่งมากกว่าที่ออกแบบถึง 13.7 °C พบการแตกร้าว 3 แห่ง ส่วนรอยแยกที่รอยต่อเกิดเพียง 1.5 มม.
Willow Creek	52	543	104 47	-(U/S) 19 (CL)	-	พบรอยแตกเป็นเส้นบางๆได้แก่
Galesville	50	297	53 68	51 (CL) 65 (D/S)	-	เกิดการแตกร้าว 7 แห่งและมีน้ำไหลซึมผ่าน โดยอุณหภูมิที่ผิวและภายในตัวเขื่อนแตกต่างกันมากถึง 16 °C และเกิดอุณหภูมิสูงกว่าที่ออกแบบ 12 °C
Cadiangullong	43	385	90	90	20 - 30 เมตร (14 ตำแหน่ง)	อุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC 12 - 23 °C เกิดอุณหภูมิเพิ่มขึ้นสูงสุด 14 - 16 °C โดยในช่วงเก็บกักน้ำปีแรกเกิดรอยแยกสูงสุดที่รอยต่อบริเวณค้ำด้านเหนือ 4.0 มม., ผิวค้ำท้ายน้ำ 8.0 มม., ดินเขื่อนค้ำท้ายน้ำ 5 มม., สันเขื่อน 7 มม. และในอุโมงค์ 2.5 มม. (Maisano <i>et al.</i> , 2001)
Copperfield	40	340	110 80	-(U/S) 30 (CL)	80 เมตร (3 ตำแหน่ง)	หลังจากเก็บกักน้ำ 7 เดือน เกิดการแตกร้าวและมีน้ำไหลผ่าน ซึ่งคาดว่าเกิดจากอุณหภูมิลดลงจาก 35 °C เหลือ 11 °C และพบรอยแยกที่รอยต่อ 4.5 มม.

ที่มา: Hansen and Reinhardt (1991)

4.2 การควบคุมการแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิ

เขื่อนคอนกรีตในช่วงก่อนปี ค.ศ.1900 จะมีขนาดเล็กและมีอัตราการทำงานต่ำ จึงไม่มีปัญหาด้านความร้อนที่เกิดขึ้น ทำให้ก่อสร้างโดยไม่ต้องมีรอยต่อ (Contraction Joint) ต่อมาเมื่อเทคโนโลยีมีการพัฒนามากขึ้น ทำให้สร้างเขื่อนได้สูงขึ้นและมีอัตราการทำงานสูงขึ้น จึงเริ่มให้ความสำคัญต่อความร้อนที่เกิดขึ้น โดยในปี ค.ศ.1931 USBR ได้เริ่มสร้างเขื่อน Hoover ซึ่งนับเป็นเขื่อนคอนกรีตสมัยใหม่ที่ทำให้ความสำคัญต่อปัญหาด้านความร้อนที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน ได้มีการควบคุมการแตกร้าวโดยสร้างรอยต่อร่วมกับแผ่นยางกันน้ำ ใช้ปูนซีเมนต์ที่ให้ความร้อนต่ำ และใช้วิธี Post-cooling โดยใช้ระบบท่อน้ำหล่อเย็นเพื่อเร่งให้คอนกรีตหดตัวแล้วจึงอัดฉีดน้ำปูนบริเวณรอยต่อเพื่อให้คอนกรีตเป็นเนื้อเดียวกัน ต่อมาหน่วยงาน TVA ได้ใช้ระบบนี้เพื่อเร่งการหดตัวและลดอุณหภูมิบริเวณฐานเขื่อนเพื่อลดการยี่ดุ้งจากหินฐานรากกับเขื่อน Fontana (ACI Committee 207, 1993)

ในแถบภูมิประเทศที่มีอุณหภูมิต่ำมากๆ ได้ใช้วิธีควบคุมอุณหภูมิโดยการหุ้มฉนวน (Insulation) เพื่อป้องกันการแตกร้าวเนื่องจากการลดลงของอุณหภูมิอย่างรวดเร็วบริเวณผิวเขื่อน โดยเริ่มใช้กับเขื่อน Table Rock ในปี ค.ศ.1955 (ACI Committee 207, 1993)

การควบคุมการแตกร้าวของเขื่อน RCC มักใช้วิธีการทำรอยต่อควบคู่กับใช้วิธี Precooling ที่ไม่ซับซ้อน เช่น เก็บมวลรวมไว้ใน Stockpile หรือ ทำงานในช่วงที่มีอุณหภูมิต่ำ แต่บางพื้นที่อาจใช้ระบบท่อน้ำหล่อเย็นร่วมด้วย เช่น เขื่อน Shuikou ในประเทศจีน (ACI Committee 207, 1993)

ACI Committee 207 (1993) กล่าวว่า หากลดอุณหภูมิคอนกรีตสดขณะเทให้ต่ำกว่าอุณหภูมิอากาศทุกๆ 1°C จะทำให้อุณหภูมิสูงสุดของคอนกรีตลดลงประมาณ 0.5°C และแนะนำว่าอุณหภูมิเริ่มต้นขณะเทไม่ควรมีค่าเกินกว่าที่กำหนด คือ

$$T_i \leq T_f + \frac{100 \times C}{\text{CTE} \times R} - \Delta t \quad (21)$$

เมื่อ T_i = Placing temperature of concrete ($^{\circ}\text{C}$)

T_f = Final stable temperature of concrete ($^{\circ}\text{C}$)

- C = Strain capacity ($\mu / ^\circ\text{C}$)
 CTE = Coefficient of thermal expansion ($\mu / ^\circ\text{C}$)
 R = Degree of restraint (%)
 Δt = Initial temperature rise of concrete ($^\circ\text{C}$)

เขื่อน RCC มีข้อได้เปรียบหลายประการในการควบคุมการแตกร้าว เช่น ใช้ปูนซีเมนต์น้อย, ใช้ปอซโซลานทดแทนปูนซีเมนต์บางส่วน รวมทั้งสามารถออกแบบให้มีกำลังไม่มากนักทำให้ RCC มีโมดูลัสความยืดหยุ่นต่ำและมีการล้าสูงจึงสามารถรับความเครียดได้มากขึ้น แต่ทั้งนี้ผู้ออกแบบควรตระหนักถึงความร้อนสะสมที่เกิดขึ้น เนื่องจากการก่อสร้างที่รวดเร็วจะส่งผลให้ RCC ชั้นก่อนๆ ระบายความร้อนได้น้อย ประกอบกับพื้นที่ผิวด้านบนมากทำให้รับแสงแดดได้มาก จึงส่งผลกระทบต่อความร้อนที่เพิ่มขึ้น (ACI Committee 207, 1999; USACE, 2000) ทั้งนี้ ACI Committee 207 (1999) ได้แนะนำวิธีการควบคุมอุณหภูมิและลดการแตกร้าวในเขื่อน RCC ได้ดังนี้

- 1) ออกแบบส่วนผสมโดยให้มีการพัฒนาความร้อนต่ำที่สุด เช่น ใช้ปูนซีเมนต์ที่ทำให้ความร้อนต่ำ (ประเภท 2 และประเภท 4) หรือใช้วัสดุปอซโซลานทดแทนปูนซีเมนต์บางส่วน
- 2) ลดอุณหภูมิหน้า เช่น ใช้น้ำเย็น น้ำแข็งหรือนิโตรเจนเหลว
- 3) ลดอุณหภูมิมวลรวม เช่น เก็บมวลรวมไว้ใน Stockpile หรือพรมน้ำร่วมด้วย
- 4) ลดอุณหภูมิหลังการเทโดยการฝังท่อให้น้ำเย็นหรือบ่มด้วยน้ำเย็น
- 5) ติดตั้ง Contraction Joint ตามขวางตลอดหน้าตัดเขื่อน
- 6) วางแผนการก่อสร้าง เช่น ก่อสร้างในตอนกลางคืน ไม่ทำงานในช่วงฤดูร้อน จำกัดความหนาของชั้น หรือจำกัดจำนวนชั้นต่อวัน
- 7) ในกรณีที่อุณหภูมิบรรยากาศต่ำมาก อาจหุ้มด้วยฉนวน (Insulation) เพื่อให้อุณหภูมิบริเวณภายในและบริเวณผิวไม่แตกต่างกันมากนัก

Chonggang (1999) กล่าวว่า การสร้างรอยต่อในเขื่อน RCC มีความสำคัญมากต่อพื้นที่ที่มีอากาศหนาวเย็นและมีลักษณะเขาผายกว้าง ดังเช่น ในแถบประเทศจีนตอนเหนือ มีระยะห่างของรอยต่อ 12 – 30 เมตร ส่วนทางตอนใต้ที่มีอากาศร้อนจะมีระยะห่างของรอยต่อ 40 – 60 เมตร และรอยต่ออาจไม่มีความจำเป็นในพื้นที่ที่มีอุณหภูมิอากาศไม่แปรปรวนและมีลักษณะเป็นช่องเขาแคบ

4.3 การวิเคราะห์อุณหภูมิเชื่อมขุ่นด้านปราการชล

การวิเคราะห์อุณหภูมิในส่วนนี้ได้จากการสรุปผลจากรายงานการออกแบบเชื่อมของกรมชลประทานที่ได้วิเคราะห์ไว้ก่อนการก่อสร้าง และวิทยานิพนธ์ของมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ที่ได้วิเคราะห์ไว้ในระหว่างการก่อสร้าง โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

กรมชลประทาน (2541ข) วิเคราะห์อุณหภูมิโดยวิธี FEM แบบ 1 มิติ บริเวณกลางเชื่อมพบว่า จะเกิดอุณหภูมิเพิ่มขึ้นสูงสุด 15.6 และ 18 °C เมื่อมีอัตราการทำงาน 1 และ 2 ชั้น/วัน ตามลำดับ โดยที่ 5 วัน และ 10 วันหลังการบดอัด RCC อุณหภูมิจะเพิ่มขึ้น 90 และ 94 % ของอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นสูงสุด ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 19

ตารางที่ 19 ผลการวิเคราะห์อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นภายหลังการบดอัด

	1 ชั้น/วัน	2 ชั้น/วัน
Temperature increase 5 days after placing	14.1 °C	16.5 °C
Temperature increase 10 days after placing	14.7 °C	17.2 °C
Maximum temperature increase	15.6 °C	18.0 °C

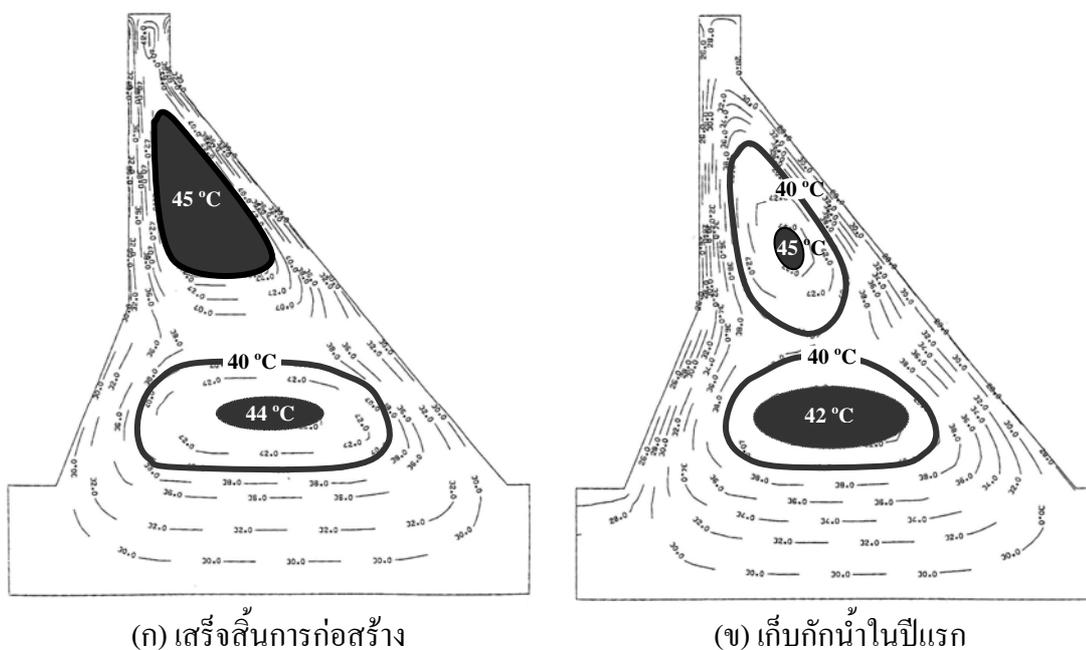
ที่มา: กรมชลประทาน (2541ข)

ส่วนการวิเคราะห์อุณหภูมิที่หน้าตัดเชื่อมจะใช้การวิเคราะห์แบบ 2 มิติ ซึ่งกำหนดให้อุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC 30 °C, อุณหภูมิน้ำ 24 °C และอุณหภูมิอากาศ 28 °C โดยมีแผนการก่อสร้างดังตารางที่ 20 ผลการวิเคราะห์สรุปได้ว่า จะเกิดอุณหภูมิสูงสุด 45 °C โดยเมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้างจะเกิดอุณหภูมิสูงสุดที่บริเวณกลางเชื่อมยิ่งขึ้นมาด้านบน และเมื่อเก็บกักน้ำในปีแรกพบว่า อุณหภูมิลดลงประมาณ 3 – 4 °C แต่บริเวณกลางเชื่อมมีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย ดังแสดงในภาพที่ 23 และเมื่อเข้าสู่สภาวะคงที่ (Steady State) อุณหภูมิในตัวเชื่อมจะมีค่าอยู่ในช่วง 25 – 27 °C

ตารางที่ 20 แผนการก่อสร้างและการเก็บกักน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์อุณหภูมิต

ช่วงเวลา	แผนการทำงาน
มกราคม – เมษายน ปีที่ 1	ก่อสร้างถึงระดับ +55 ม.รทก. (1 ชั้น/วัน)
พฤษภาคม – กันยายน ปีที่ 1	หยุดการทำงาน
ตุลาคม – มีนาคม ปีที่ 2	ก่อสร้างถึงระดับ +112 ม.รทก. (2 ชั้น/วัน ตั้งแต่ระดับ +60 ม.รทก.)
มีนาคม – สิงหาคม ปีที่ 2	เก็บกักน้ำ

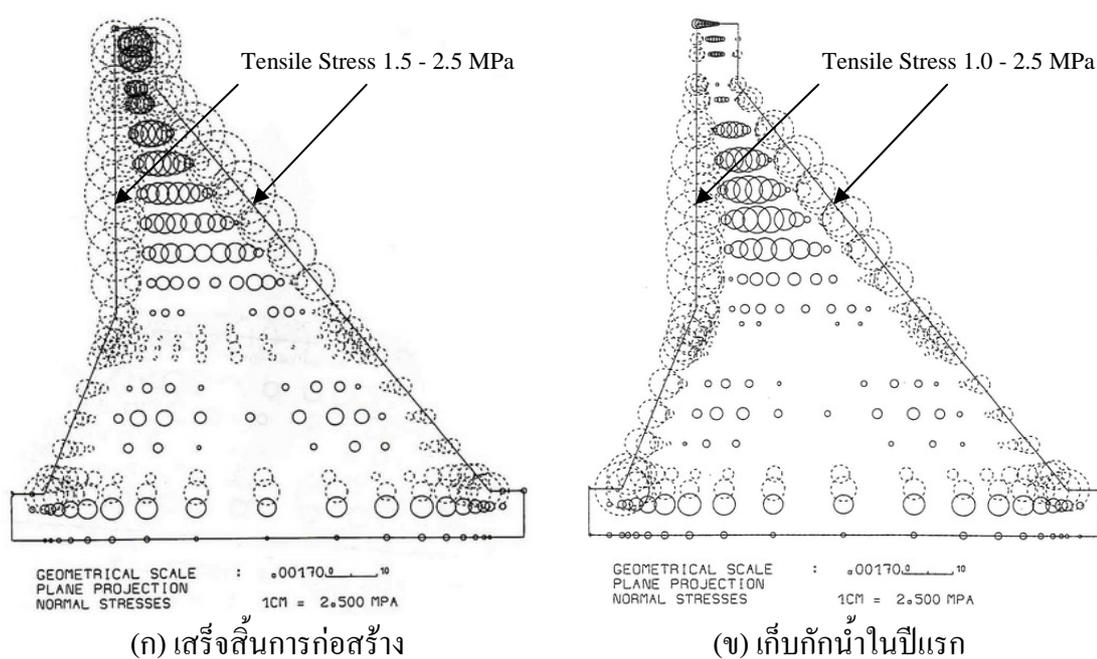
ที่มา: กรมชลประทาน (2541ข)



ภาพที่ 23 อุณหภูมิที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน

ที่มา: กรมชลประทาน (2541ข)

กรมชลประทาน (2541ข) วิเคราะห์หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนที่มีระยะห่างรอยต่อทุกๆ 40 เมตร โดยวิธี FEM แบบ 3 มิติ พบว่า เกิดหน่วยแรงดึงที่ผิวเขื่อน 2.5 MPa ซึ่งมากกว่ากำลังรับแรงดึงของ RCC (2 MPa) เล็กน้อย แต่อย่างไรก็ตาม หน่วยแรงดึงนี้จะลดลงเหลือ 1.5 MPa เมื่อลึกลงจากผิวเขื่อนเพียง 1 เมตรเท่านั้น และเมื่อเก็บกักน้ำในปีแรกพบว่าหน่วยแรงดึงมีค่า 2.5 MPa ที่ผิวเขื่อนและ 1.0 MPa ที่ลึกลงจากผิวเขื่อน 1 เมตร โดยเมื่อเข้าสู่สภาวะ Steady State หน่วยแรงที่เกิดจากการยัดรั้งจากภายในจะมีค่าต่ำมาก จะเหลือเพียงการยัดรั้งจากภายนอกคือ เกิดหน่วยแรงดึงบริเวณฐานเขื่อน 1.8 MPa และกลางเขื่อน 0.9 MPa ดังแสดงในภาพที่ 24

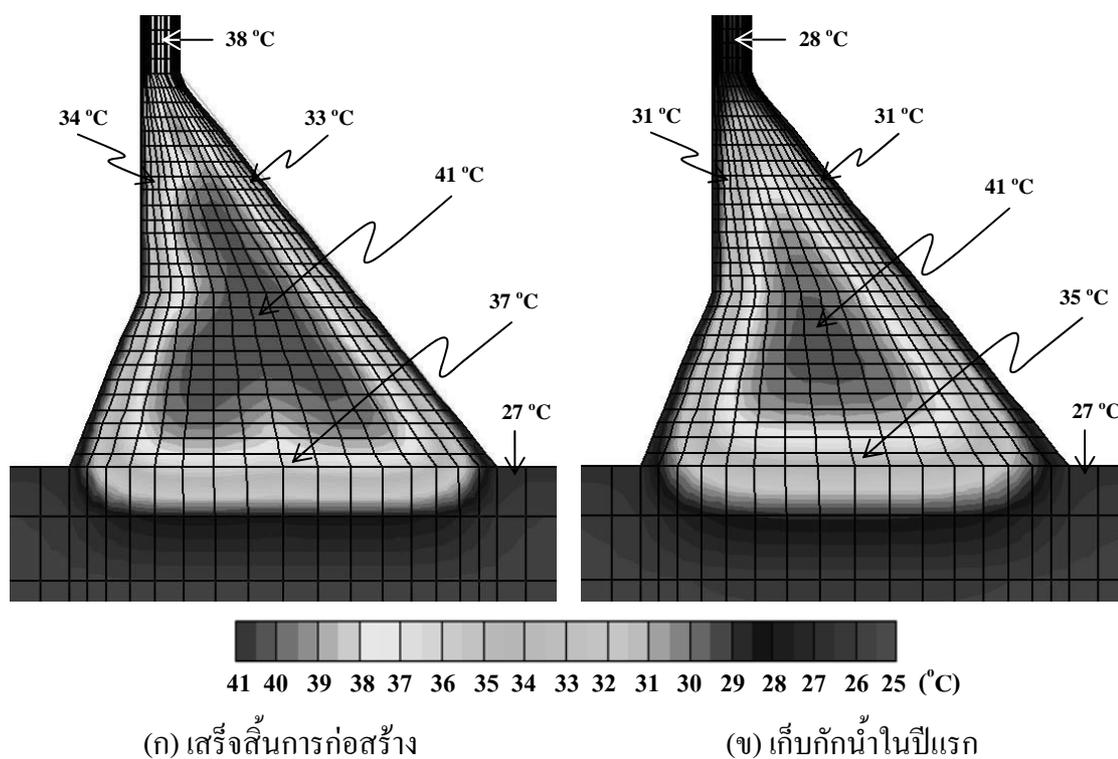


ภาพที่ 24 หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน

ที่มา: กรมชลประทาน (2541ข)

ศุภชัย (2546) วิเคราะห์อุณหภูมิด้วยวิธี FEM แบบ 2 มิติ โดยกำหนดให้อุณหภูมิอากาศและหินฐานรากมีค่า 25.7°C ก่อสร้างวันละ 1 ชั้น และสมมุติฐานอื่นคล้ายกับรายงานการออกแบบพบว่า อุณหภูมิในตัวเขื่อนมีความแปรปรวนน้อย โดยอุโมงค์ (Gallery) จะช่วยลดอุณหภูมิได้เพียง $1 - 2^{\circ}\text{C}$ ในรัศมีจากผนังไม่เกิน 10 เมตร เนื่องจากภายในอุโมงค์ไม่มีการระบายอากาศ ขณะที่การลดอุณหภูมิจากผิวภายนอกด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำลดลง 3°C ในระยะทาง 1.5 เมตร และประมาณ 7 เมตรจากผิวหินฐานราก โดยอุณหภูมิภายในยังคงไม่มีการเปลี่ยนแปลง (ประมาณ 40°C) ดังแสดงในภาพที่ 25(ก)

ส่วนผลการวิเคราะห์ในช่วงเก็บกักน้ำปีแรก พบว่า อุณหภูมิระหว่างด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำที่มีความลึกจากผิวเขื่อนเท่ากันนั้น จะมีความแตกต่างกันน้อยมาก (ไม่เกิน 1°C) ถึงแม้ว่าค่าสัมประสิทธิ์การพาความร้อนของน้ำที่สัมผัสกับด้านเหนือน้ำจะสูงกว่าอากาศที่สัมผัสด้านท้ายน้ำถึง 44 เท่า ทั้งนี้เพราะค่าการนำความร้อนของ RCC มีค่าต่ำ โดยอุณหภูมิภายในแกนกลางยังคงสูงประมาณ 40°C ดังภาพที่ 25(ข) และเมื่อได้เก็บกักน้ำจนเข้าสู่สภาวะ Steady State อุณหภูมิภายในแกนกลางจะลดลงเหลือ 25.7°C



ภาพที่ 25 อุณหภูมิที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน
ที่มา: ศุภชัย (2546)

ลักษณะการพิบัติของเขื่อน

ปกติแล้วเขื่อนจะถูกสร้างไว้กั้นลำน้ำบริเวณต้นน้ำซึ่งจะอยู่เหนือเขตชุมชน และพื้นที่เกษตรกรรม ซึ่งหากเขื่อนเกิดการพิบัติ ย่อมจะส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นจำนวนมาก ซึ่งจากกรณีเขื่อนต่างๆในอดีตที่เกิดการพิบัตินั้นจะพบว่า สาเหตุหลักของการพิบัติคือ ความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับการออกแบบก่อสร้างเขื่อนยังมีน้อย ดังนั้นการศึกษาคณะตัวอย่างการพิบัติหรือความเสียหายของเขื่อนในอดีตจึงช่วยให้วิศวกรและผู้ที่เกี่ยวข้องได้ตระหนักและระมัดระวังในทุกขั้นตอนการทำงาน ทั้งการสำรวจ ออกแบบ ก่อสร้าง ใช้งาน และบำรุงรักษาเขื่อน นอกจากนี้ยังก่อให้เกิดองค์ความรู้แก่วิศวกรผู้ออกแบบและก่อสร้างเพิ่มขึ้นด้วย

วรากร (2546) แบ่งความเสียหายหรือการพิบัติในงานเขื่อน เป็น 2 ระดับความรุนแรง คือ

- 1) การพิบัติเพียงเล็กน้อย (Minor Damage) หมายถึง ความเสียหายที่มีปรากฏการณ์หรือข้อบ่งชี้ให้เห็นล่วงหน้า ซึ่งสามารถซ่อมแซมแก้ไขได้ แต่ถ้ามีการปล่อยปละละเลย ก็อาจขยายตัวเป็นการพิบัติที่รุนแรงต่อไปได้
- 2) การพิบัติที่รุนแรง (Catastrophic Failure) หมายถึง การพิบัติที่เกิดขึ้นฉับพลัน มีความรุนแรงมาก และทำความเสียหายอย่างกว้างขวาง

คณะกรรมการเขื่อนใหญ่ระหว่างประเทศ (ICOLD) ได้รวบรวมข้อมูลเขื่อนจากประเทศสมาชิก 64 ประเทศ ที่มีความสูงเขื่อนมากกว่า 5 เมตร จำนวน 9,248 เขื่อน ตั้งแต่อดีตจนถึงปี ค.ศ. 1965 พบว่าเกิดการพิบัติทั้งหมด 466 กรณี แบ่งเป็นการพิบัติเพียงเล็กน้อย 264 กรณี และการพิบัติที่รุนแรง 202 กรณี ดังตารางที่ 21 และเมื่อพิจารณาเฉพาะเขื่อนใหญ่จะมีทั้งหมด 236 กรณี โดยแบ่งตามสาเหตุของการพิบัติ ดังตารางที่ 22 พบว่าส่วนใหญ่จะเป็นการพิบัติของเขื่อนดิน และเกิดจากสาเหตุของขั้นตอนการสำรวจและการออกแบบ (ICOLD, 1974)

จากสถิติการพิบัติของเขื่อนในอดีตจะพบว่าเขื่อนคอนกรีตจะเกิดการพิบัติน้อยกว่าเขื่อนถม เนื่องจากเขื่อนคอนกรีตมีความทนทานต่อการกัดเซาะและการไหลล้นข้ามสันเขื่อนได้ดีกว่า แต่เนื่องจากเขื่อนคอนกรีตมีความยืดหยุ่นน้อยกว่าเขื่อนถม ดังนั้นฐานรากที่รองรับเขื่อนคอนกรีตจึงต้องมีความแข็งแรงมากกว่า และโดยส่วนใหญ่แล้วสาเหตุการพิบัติของเขื่อนคอนกรีตจะเกิดจากปัญหาด้านฐานราก ดังตัวอย่างกรณีพิบัติที่สำคัญในอดีตดังต่อไปนี้

ตารางที่ 21 การพิบัติของเขื่อนที่มีความสูงมากกว่า 5 เมตร

ระดับการพิบัติ	จำนวนที่เกิดขึ้น						รวม
	A	B	G	E	R	M	
การพิบัติที่รุนแรง	7	7	40	122	13	13	202
การพิบัติเพียงเล็กน้อย	14	9	26	200	14	1	264
รวม	21	16	66	322	27	14	466

หมายเหตุ A = Arch, B = Buttress, G = Gravity, E = Earthfill, R = Rockfill, M= Miscellaneous
ที่มา: ICOLD (1974)

ตารางที่ 22 สาเหตุแห่งการพิบัติของเขื่อนใหญ่

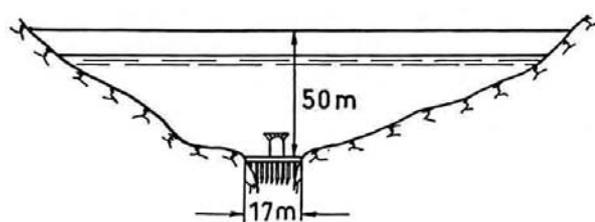
ขั้นตอนที่เป็นสาเหตุ	จำนวนที่เกิดขึ้น						รวม
	A	B	G	E	R	M	
การสำรวจ	9	5	6	49	2	1	72
วัสดุก่อสร้าง	1	-	2	8	-	-	11
การวางตำแหน่ง	-	1	4	17	3	-	25
การออกแบบ	4	6	13	48	3	2	76
การก่อสร้าง	1	1	2	32	5	-	41
การใช้งาน	-	-	-	5	1	-	6
การควบคุม	1	1	-	3	-	-	5
รวม	16	14	27	162	14	3	236

ที่มา: ICOLD (1974)

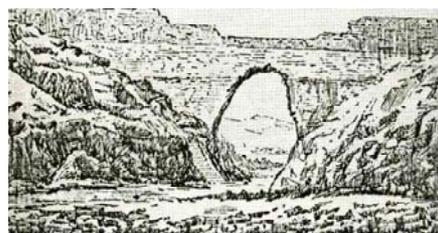
1. การพิบัติของเขื่อน Puentes

เขื่อน Puentes ประเทศสเปน สร้างเสร็จเมื่อปี ค.ศ.1791 เป็นเขื่อนหินก้อนน้ำหนักถ่วง (Masonry Gravity) สูง 50 เมตร ฐานรากบริเวณไหล่เขาเป็นหิน ส่วนบริเวณกลางเขื่อนเป็น Alluvium ที่หนามาก จึงออกแบบโดยการตอกเข็มไม้ยาว 2.2 เมตร ตลอดความกว้างหน้าตัดเขื่อน 40 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 26(ก) (ICOLD, 1974)

เก็บกักน้ำเต็มเขื่อนครั้งแรกปี ค.ศ.1802 ได้ตรวจพบน้ำสีแดงไหลซึมผ่านฐานรากบริเวณกลางเขื่อนเป็นจำนวนมาก หลังจากนั้นเพียงครึ่งชั่วโมงได้เกิดการพิบัติอย่างฉับพลัน ทำให้ตัวเขื่อนเกิดช่องเปิดขนาด 17×33 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 26(ข) สาเหตุของการพิบัตินี้สรุปได้ว่าเกิดจาก Piping บริเวณฐานรากที่เป็นชั้น Alluvium (ICOLD, 1974) และมีการสูญเสียชีวิตกว่า 600 คน (Penman *et al*, 1999)



(ก) ก่อนการพิบัติ



(ข) หลังการพิบัติ

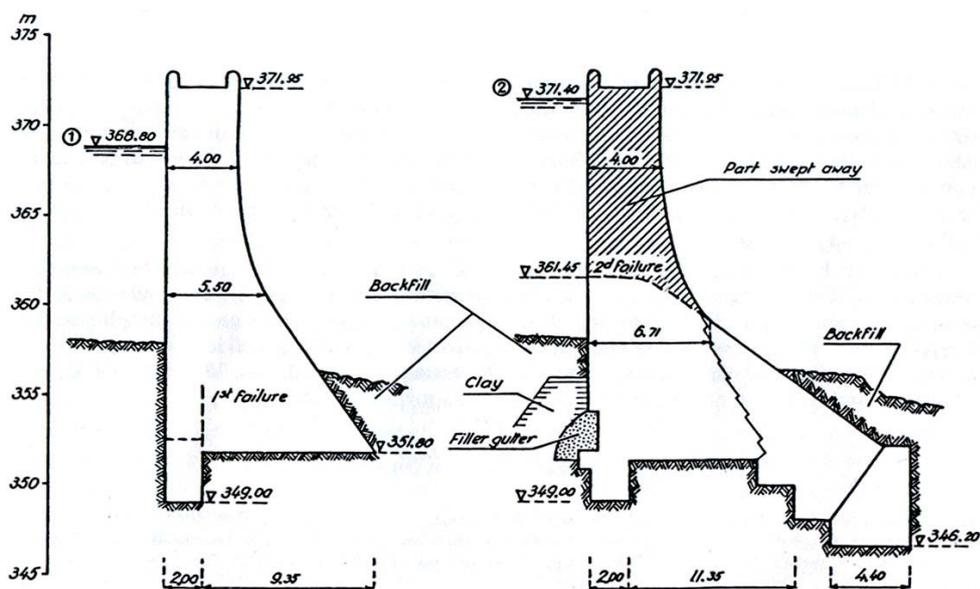
ภาพที่ 26 ลักษณะเขื่อน Puentes

ที่มา: ICOLD (1974)

2. การพิบัติของเขื่อน Bouzey

เขื่อน Bouzey ประเทศฝรั่งเศส เป็นเขื่อนหินก่อน้ำหนักถ่วง (Masonry Gravity) สูง 20 เมตร ฐานรากเป็นหินทราย (Sandstone) ที่มีแรงยึดเหนี่ยว (Cohesion) ต่ำ จึงออกแบบโดยการสร้าง Cut-off Wall ด้านเหนือน้ำลึก 6 – 10 เมตร สร้างเสร็จเมื่อปี ค.ศ.1880 (ICOLD, 1974)

เก็บน้ำครั้งแรกเมื่อปี ค.ศ.1881 เกิดน้ำรั่วซึมผ่านเขื่อน 75 ลิตร/วินาที และเมื่อปี ค.ศ.1884 เกิดความเสียหายครั้งแรก โดยเขื่อนเคลื่อนที่ไปด้านท้ายน้ำและมีน้ำรั่วซึมถึง 230 ลิตร/วินาที ดังแสดงในภาพที่ 27(ก) และยังเกิดการเคลื่อนตัวต่อเนื่องจนกระทั่ง Cut-off Wall ขาดออกจากตัวเขื่อน จึงได้มีการซ่อมแซมในปี ค.ศ.1988 โดยเสริมความหนาเขื่อนด้านท้ายน้ำ และใช้ดินเหนียวปิดทับรอยแตกด้านหน้า แต่ในปี ค.ศ.1895 ได้เกิดการพิบัติอย่างฉับพลัน ทำให้สูญเสียชีวิตกว่า 150 คน ซึ่งการพิบัตินี้คาดว่าเกิดจากแรงดันน้ำสูงในตัวเขื่อนและขนาดหน้าตัดหนาไม่เพียงพอต่อการต้านทานแรงดันน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 27(ข) (ICOLD, 1974)



(ก) ความเสียหายในปี ค.ศ.1884

(ข) การพิบัติในปี ค.ศ.1895

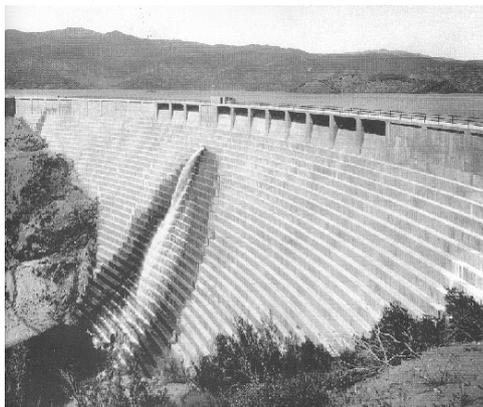
ภาพที่ 27 การพิบัติของเขื่อน Bouzey

ที่มา: ICOLD (1974)

3. การพิบัติของเขื่อน Saint Francis

เขื่อน Saint Francis ประเทศอเมริกา เป็นเขื่อนคอนกรีตโค้งน้ำหนักถ่วง (Concrete Arch Gravity) สูง 56 เมตร ยาว 152 เมตร ก่อสร้างในช่วงปี ค.ศ.1924 - 1926 เริ่มพบความผิดปกติในปี ค.ศ.1927 คือพบการรั่วซึมบริเวณไหล่เขา ในปี ค.ศ.1928 ทำการเก็บน้ำเต็มความจุอ่างครั้งแรก โดยช่วงเช้าของวันที่ 12 มีนาคม ค.ศ.1928 ได้พบการรั่วซึมผ่านตัวเขื่อน แต่ผู้เชี่ยวชาญประจำเขื่อนให้ความเห็นว่าเป็นการแตกรั่วเนื่องจากอุณหภูมิซึ่งเป็นเหตุการณ์ปกติของคอนกรีตหลา และช่วงเที่ยงคืนของวันนั้นก็เกิดการพิบัติอย่างฉับพลัน โดยสร้างความสูญเสียชีวิตกว่า 500 คน ดังภาพที่ 28 แสดงสภาพเขื่อนก่อนและหลังการพิบัติ (ICOLD, 1974)

ICOLD (1974) สรุปสาเหตุการพิบัติว่า เกิดจากการพิบัติของฐานรากบริเวณไหล่เขาที่เป็นหินดินดาน (Shale) ซึ่งมีกำลังรับน้ำหนักต่ำ ประกอบกับมีแนวรอยเลื่อนที่เป็นกรวดซึ่งมีการเชื่อมประสานระหว่างกลุ่มแร่ิปซัมและแร่ดินเหนียว ซึ่งในสภาพแห้งจะมีความแข็งแรงสูง แต่เมื่ออยู่ในสภาพอึมน้ำจะมีความแข็งแรงลดลงและเกิดการผุพังได้ง่าย ทำให้เกิดการพังพิบัติอย่างรวดเร็ว



(ก) เริ่มเกิดการรั่วซึม



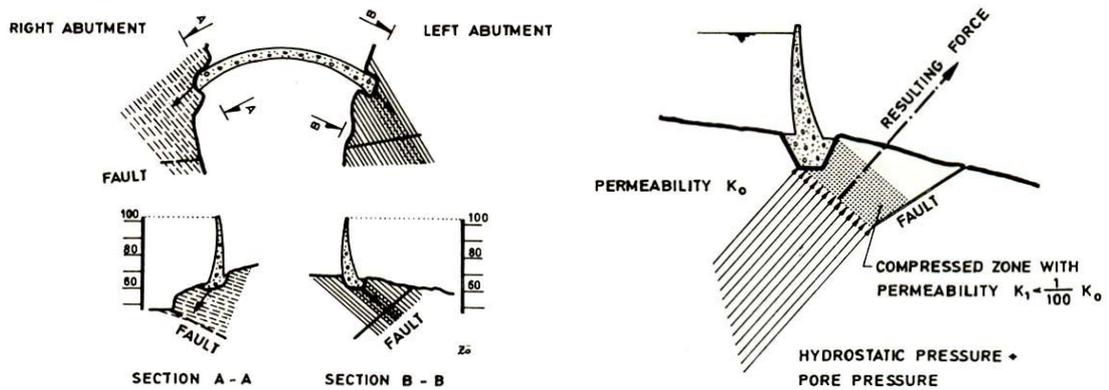
(ข) หลังการพิบัติ

ภาพที่ 28 การพิบัติของเขื่อน Saint Francis

4. การพิบัติของเขื่อน Malpasset

เขื่อน Malpasset ประเทศฝรั่งเศส เป็นเขื่อนคอนกรีตโค้ง (Concrete Thin Arch) สูง 66 เมตร ยาว 222 เมตร สันเขื่อนและฐานเขื่อนกว้าง 1.5 และ 6.7 เมตร ตามลำดับ ฐานรากเป็นหินไนส์ (Gneiss) ที่มีรอยแตกเป็นระนาบเฉือน (Shear Surface) ทิศทางการวางตัวขนานกับแกนเขื่อน และมีรอยเลื่อน (Fault) มุม 45 องศา ก่อสร้างในช่วงปี ค.ศ.1952 – 1954 (ICOLD, 1974)

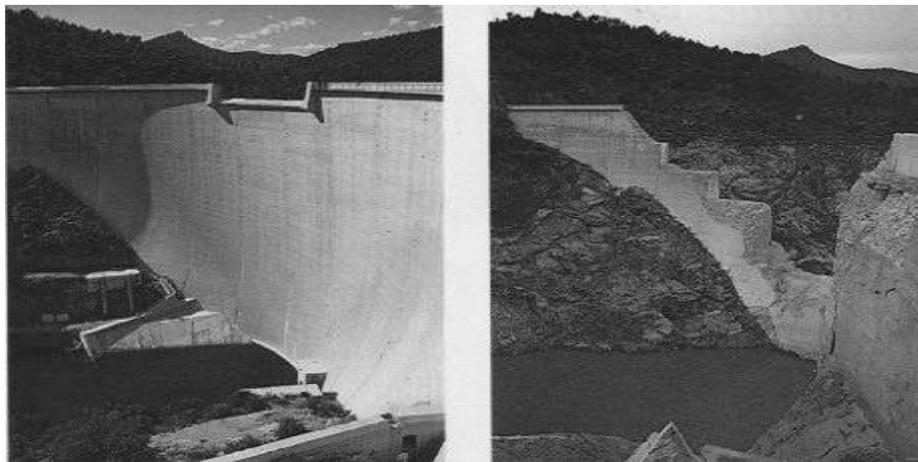
เมื่อเดือนมิถุนายน ค.ศ.1959 มีระดับน้ำในอ่างประมาณครึ่งหนึ่ง พบว่ามีการเคลื่อนตัว 17 มม. (การออกแบบยอมให้มีการเคลื่อนตัว 10 มม.) และเมื่อเดือนพฤศจิกายนพบรอยแตกและการรั่วซึมบริเวณฐานเขื่อนฝั่งขวา จากนั้นระดับน้ำในอ่างได้เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วและเกิดการพิบัติทันทีทันใดเมื่อวันที่ 2 ธันวาคม ซึ่งนับเป็นการเก็บน้ำเต็มเขื่อนครั้งแรก (Marc Gaiqui, 1999) โดย ICOLD (1974) ได้สรุปสาเหตุของการพิบัติว่า ลักษณะหินฐานรากเช่นนี้ทำให้ไม่มีการส่งผ่านแรง (แรงดันน้ำ + น้ำหนักเขื่อน) ไปยังหินฐานรากบริเวณข้างเคียง จึงก่อให้เกิดหน่วยแรงอัดสูงทั้งบริเวณฐานรากผิวบนและระดับลึกลงไป ซึ่งผลดังกล่าวนี้ทำให้หินฐานรากมีความชื้นน้ำลดลงถึง 100 เท่า จึงเกิดแรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อนสูงขึ้น และเกิดการเคลื่อนพังที่บริเวณรอย Foliation Shear ซึ่งเป็นรอยต่อของแร่ดินเหนียว ดังแสดงในภาพที่ 29



ภาพที่ 29 หน้าตัดเขื่อน Malpasset

ที่มา: ICOLD (1974)

โดยรวมแล้ว การพิบัตินี้เกิดจากคุณสมบัติของฐานรากที่ไม่เหมาะสม รวมถึงองค์ความรู้ในการออกแบบขณะนั้นยังมีไม่เพียงพอ จึงไม่มีการออกแบบม่านกันน้ำและระบบการระบายเพื่อลดแรงดันน้ำที่ฐานราก ดังภาพที่ 30 แสดงสภาพเขื่อนก่อนและหลังการพิบัติ ซึ่งการพิบัตินี้ยังผลให้เกิดการสูญเสียชีวิตกว่า 420 คน (ICOLD, 1974)



ภาพที่ 30 สภาพเขื่อน Malpasset ก่อนและหลังการพิบัติ

การพิบัติล่าสุดของเขื่อนคอนกรีตน้ำหนักถ่วงคือ เขื่อน Shi-Kang สูง 25 เมตร ประเทศไต้หวัน ปี ค.ศ.1999 เกิดแผ่นดินไหวขนาด 7.9 (M_w) และเกิดความเร่งที่ผิวดิน 0.5g ทำให้เขื่อนเกิดการพิบัติจากการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของรอยเลื่อนที่พาดผ่านตัวเขื่อนถึง 8 เมตร (Wieland, 2001) นอกจากนี้การพิบัติของตัวเขื่อนแล้ว ยังมีการไหลล้นข้ามสันเขื่อนที่ไม่ทำให้ตัวเขื่อนเกิดความเสียหายแต่ทำให้เกิดการสูญเสียชีวิต เช่น ในปี ค.ศ.1963 ที่เขื่อน Vajont สูง 265 เมตร ประเทศอิตาลี เกิดมวลหินปริมาตรกว่า 250 ล้าน ลบ.ม. เคลื่อนพังลงสู่อ่างเก็บน้ำ ทำให้ปริมาณน้ำกว่า 40 ล้าน ลบ.ม. ไหลล้นข้ามสันเขื่อนสูงถึง 245 เมตร และเกิดการสูญเสียชีวิตกว่า 2,600 คน (ICOLD, 1974)

การพิบัติที่รุนแรงของเขื่อนคอนกรีตและเขื่อนถมมีแนวโน้มลดลงอย่างต่อเนื่อง เนื่องจากมีการศึกษากรณีการพิบัติและเกิดการพัฒนาองค์ความรู้ในด้านการออกแบบและก่อสร้างเพิ่มขึ้น ดังตารางที่ 23 แสดงข้อมูลความเสียหายและการพิบัติที่เกิดขึ้นกับเขื่อนคอนกรีต (รวมเขื่อนหินก่อ) ซึ่งจะพบว่า หลังจากปี ค.ศ.1940 เขื่อนคอนกรีตที่เกิดความเสียหายหรือเกิดการพิบัติจะมีแนวโน้มลดลงอย่างต่อเนื่อง ดังเช่น ในช่วงปี ค.ศ.1960 – 1975 มีการก่อสร้างเขื่อนคอนกรีตกว่า 1,500 เขื่อน แต่เกิดความเสียหาย 64 เขื่อน (4.4%) และเกิดการพิบัติเพียง 2 เขื่อน (0.1%) โดยการพิบัติกว่า 67% จะเกิดขึ้นเมื่อเก็บกักน้ำปีแรก (ICOLD, 1984)

สำหรับกรณีการพิบัติหรือความเสียหายของเขื่อนในประเทศไทย เกิดขึ้นเฉพาะเขื่อนถม และไม่มีการสูญเสียชีวิต โดยปี พ.ศ.2513 – 2515 พบความเสียหายในเขื่อนทางภาคอีสาน เนื่องจากดินตัวเขื่อนเป็นดินกระจายตัวซึ่งจะถูกกัดเซาะและละลายน้ำได้ง่าย จึงต้องก่อสร้างขึ้นใหม่โดยใช้ปูนขาวผสมร่วมด้วย และปี พ.ศ.2533 เขื่อนมูลบน ซึ่งเป็นเขื่อนดินเนื้อเดียว สูง 32 เมตร ที่จังหวัดนครราชสีมา เกิดการรั่วซึมผ่านฐานรากและพัดพาเอาดินตะกอนออกมาพร้อมน้ำถึง 6 ลบ.ม./วินาที จึงต้องเร่งลดระดับน้ำในอ่างและแก้ไขโดยใช้หลายวิธีร่วมกันคือ สร้างกำแพงที่บ้น้ำใต้ดินด้านเหนือน้ำ, บดอัดตัวเขื่อนบางส่วนด้วยดินเหนียวประเภท CL, ปรับปรุงชั้นกรองและเพิ่มชั้นดินผสมปูนขาว (วารสาร, 2546)

นอกจากการพิจารณาถึงความมั่นคงของตัวเขื่อนและอ่างเก็บน้ำแล้ว ยังต้องพิจารณาถึงการตกตะกอนในอ่างเก็บน้ำด้วย เพราะอาจส่งผลกระทบต่อประสิทธิภาพของการเก็บกักน้ำและการทำงานจากพลังงานน้ำ ดังเช่นกรณีของเขื่อน Sautet ประเทศฝรั่งเศส เก็บกักน้ำไปแล้ว 13 ปี พบว่าเกิดตะกอนทับถมในอ่างมากถึง 95% ของอ่างเก็บกักน้ำ หรือในกรณีของเขื่อน Cismon ประเทศอิตาลี มีตะกอนทับถมครึ่งหนึ่งของอ่างเก็บน้ำในระยะเวลาเพียง 10 ปีหลังจากใช้งาน (สัมพันธ์, 2530)

ตารางที่ 23 จำนวนเขื่อนคอนกรีตที่เกิดความเสียหายและการพิบัติ

กรณีการพิบัติ		เขื่อนคอนกรีตทั้งหมด		เขื่อนคอนกรีตที่เสียหาย		เขื่อนคอนกรีตที่พิบัติ	
		จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ	จำนวน	ร้อยละ
Period of Completion	< 1900	221	4.3	9	2.0	1	5.5
	1900 - 19	577	11.2	69	15.6	5	27.8
	1920 – 39	1,210	23.5	157	35.6	6	33.3
	1940 – 59	1,648	32.0	140	31.7	3	16.7
	1960 – 75	1,494	29.0	64	14.5	2	11.1
	Not available	-	-	2	0.5	1	5.5
Height	5 – 15 m	340	6.6	12	2.7	-	-
	15 – 30 m	2,153	41.8	95	21.5	9	50.0
	30 – 50 m	1,545	30.0	116	26.3	3	16.7
	50 – 100 m	968	18.8	162	36.7	5	27.8
	> 100 m	144	2.8	45	10.2	-	-
	Not available	-	-	11	2.5	1	5.5
Failure Time	Construction			29	6.6	2	11.1
	First filling			50	11.3	12	66.7
	First 5 years			46	10.4	1	5.5
	After 5 years			130	29.5	2	11.1
	Not available			186	42.2	1	5.5

หมายเหตุ เขื่อนคอนกรีตทั้งหมด 5,150 เขื่อน

เขื่อนคอนกรีตที่เกิดความเสียหาย 441 เขื่อน

เขื่อนคอนกรีตที่เกิดการพิบัติ 18 เขื่อน

ที่มา: ICOLD (1984)

เครื่องมือวัดพฤติกรรมในงานเขื่อนคอนกรีตบดอัด

เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน (Dam Instrumentation) คือ อุปกรณ์ที่ใช้ตรวจวัดประสิทธิภาพ และพฤติกรรมของฐานรากและตัวเขื่อน ซึ่งหากทำการติดตั้งเครื่องมือวัดในตำแหน่งที่เหมาะสม ร่วมกับการแปลผลที่ถูกต้องจะช่วยให้สามารถบ่งชี้ถึงสถานะความปลอดภัยเขื่อนหรือแสดงถึง ผิดปกติที่พฤติกรรมบางอย่างไม่สามารถประเมินได้ด้วยตาเปล่า เช่น ค่าแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน หรือค่าการเคลื่อนตัวที่ผิดปกติ ฯลฯ ซึ่งจะช่วยให้ผู้ที่เกี่ยวข้องสามารถหาทางแก้ไขปัญหาได้ทันกาล ทั้งนี้ แม้ว่าเขื่อนคอนกรีตบดอัดจะมีความคงทนสูงกว่าและเกิดกรณีการพิบัติน้อยกว่าเขื่อนถมก็ตาม แต่เมื่อเกิดการพิบัติขึ้น ความสูญเสียทั้งชีวิตและทรัพย์สินต่อประชาชนที่อยู่พื้นที่ท้ายน้ำย่อมส่งผล เช่นเดียวกัน ดังกรณีการพิบัติของเขื่อน Saint Francis และ Malpasset ที่เกิดการสูญเสียชีวิตรวมกว่า 1,000 คน ความเสียหายที่เกิดขึ้นต่อชีวิตและทรัพย์สินนี้มีมูลค่าสูงกว่าราคาตัวเขื่อนหลายสิบล้านเท่า ในขณะที่มูลค่างานเครื่องมือวัดนั้นต่ำเพียง 1 – 3 % ของมูลค่างานก่อสร้างทั้งหมด

การตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนเริ่มต้นขึ้นเมื่อประมาณปี ค.ศ.1890 ในแถบประเทศอังกฤษ โดยแรกเริ่มเป็นการตรวจวัดง่ายๆคือ วัดการทรุดตัวของสันเขื่อนและการไหลซึมของเขื่อนถม โดย ใช้กล้องสำรวจและ V-Notch Weir (Penman *et al*, 1999) ส่วนการติดตั้งเครื่องมือวัดในเขื่อน คอนกรีตได้เริ่มเมื่อประมาณปี ค.ศ.1920 ในประเทศอเมริกา โดยใช้กล้องสำรวจวัดการเคลื่อนตัว และวัดอุณหภูมิภายในตัวเขื่อนด้วย Resistance Thermometer และต่อมาในช่วงทศวรรษที่ 1930 ได้ เริ่มมีการติดตั้งเครื่องมือวัดอย่างแพร่หลายในประเทศอังกฤษ แคนาดา และโดยเฉพาะประเทศ อเมริกาซึ่งมีหน่วยงาน USBR ที่ให้ความสนใจเรื่องนี้อย่างจริงจัง และในช่วงนี้เองที่มีการสร้าง เขื่อน Hoover และ Shasta พร้อมกับติดตั้งเครื่องมือวัดหลากหลายชนิด จึงนับว่าเป็นเขื่อนคอนกรีต ดันแบบของการติดตั้งเครื่องมือวัด และเป็นสิ่งสำคัญสำหรับงานเขื่อนเป็นต้นมา (ICOLD, 1974)

1. วัตถุประสงค์ในการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

หน้าที่หลักของเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนคือ เตือนภัยในกรณีที่พบสิ่งผิดปกติ เพื่อจะได้ แก้ไขปัญหาได้ทันกาล หน้าที่รองคือ ประโยชน์ในด้านการพัฒนาองค์ความรู้และช่วยเพิ่มความ มั่นใจในเสถียรภาพความมั่นคงของเขื่อน ซึ่ง วรากร (2550) สรุปประโยชน์ของเครื่องมือวัดได้ดังนี้

- 1) ด้านการออกแบบ ช่วยให้ผู้ออกแบบนำพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงมาพิจารณาปรับเปลี่ยน สมมุติฐานการออกแบบเขื่อนต่อไปให้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น
- 2) ด้านการก่อสร้าง ช่วยในการควบคุมการทำงาน ควบคุมคุณภาพงาน และยืนยัน เสถียรภาพความปลอดภัยเขื่อนในระหว่างการก่อสร้าง
- 3) ด้านการตรวจสอบการใช้งานระยะยาว ช่วยยืนยันเสถียรภาพความปลอดภัยเขื่อนเมื่อ ใช้งานเขื่อนและแก้ไขซ่อมแซมข้อบกพร่องได้ทันกาล
- 4) ด้านกฎหมาย ช่วยในการพิจารณาทางกฎหมาย ในกรณีที่เกิดข้อพิพาทจากความ เสี่ยงภัยที่เกิดขึ้น
- 5) ด้านงานวิจัย ช่วยให้เกิดองค์ความรู้และพัฒนาด้านวิศวกรรมงานเขื่อน
- 6) ด้านการประชาสัมพันธ์ ช่วยให้เกิดภาพพจน์ที่ดีและความมั่นใจในความปลอดภัย เขื่อนต่อประชาชนและสังคม

2. ประเภทของเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

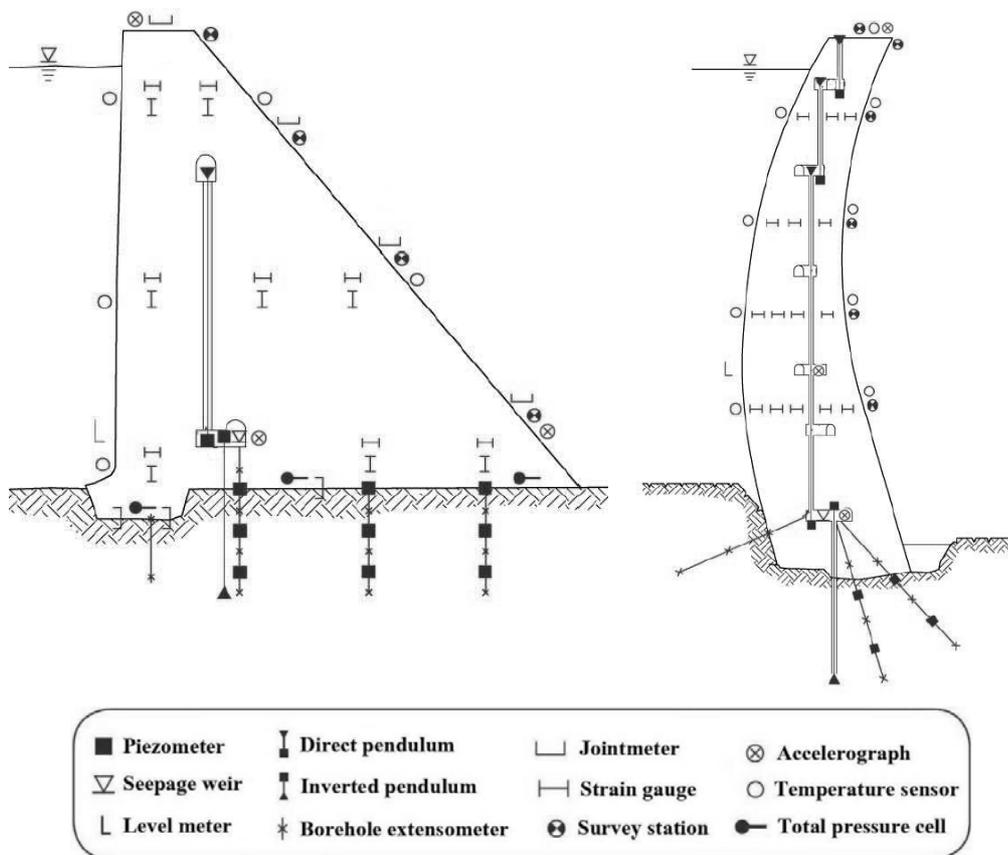
การเลือกใช้ประเภทของเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนหรือเครื่องมือวัดนั้น ผู้ออกแบบต้องมีความรู้ความเข้าใจถึงประโยชน์ของแต่ละเครื่องมือวัด โดยควรเลือกประเภท จำนวน และตำแหน่ง ติดตั้งเครื่องมือวัดที่เหมาะสมเพื่อให้เกิดประโยชน์สูงสุดโดยไม่กีดขวางการก่อสร้าง และเนื่องจากการตรวจวัดแต่ละพฤติกรรมนั้นสามารถเลือกใช้เครื่องมือวัดได้หลายประเภทและมีผู้ผลิตหลาย บริษัท ดังนั้น ปัจจัยที่ผู้ออกแบบควรพิจารณาประกอบการเลือกใช้เครื่องมือวัดประเภทต่างๆจึงมี หลายองค์ประกอบ ได้แก่ ความยากง่ายในการติดตั้งและการอ่านค่า ความน่าเชื่อถือของข้อมูล ราคา การบำรุงรักษา และความคงทน เป็นต้น

เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนแบ่งได้เป็น 2 กลุ่มตามหน้าที่ของการตรวจวัดคือ กลุ่มที่ ตรวจวัดด้านความปลอดภัยโดยตรง (Primary Function) ได้แก่ เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัว เครื่องมือ วัดปริมาณการไหลซึม เครื่องมือวัดความดันน้ำ และกลุ่มที่ตรวจวัดเพื่อตรวจสอบสมมุติฐานการ ออกแบบ (Secondary Function) ได้แก่ เครื่องมือวัดอุณหภูมิ เครื่องมือวัดหน่วยแรง-ความเครียด และเครื่องมือวัดการสั่นสะเทือน โดย Hansen and Reinhardt (1991) ได้แนะนำเครื่องมือวัด พฤติกรรมสำหรับเขื่อนคอนกรีตบดอัด ดังแสดงในตารางที่ 24 โดยมีรูปแบบทั่วไปของการติดตั้ง เครื่องมือวัดดังแสดงในภาพที่ 31

ตารางที่ 24 เครื่องมือวัดที่ติดตั้งในเขื่อนคอนกรีตบดอัด

Item measured	Instrument	Location	Comments
Primary functions (to monitor safety)			
1. Seepage or Leakage	a. Weir	a. Drainage tunnel, Gallery and Abutment grains	Volume of flow and change with time determined
	b. Flume	b. Downstream of dam	
	c. Calibrated container and stop watch	c. At drain holes	
2. Uplift pressure	Piezometer	At dam/foundation contact and within dam	
3. Crack or Joint width	a. Jointmeter or Extensometer	a. Across crack or Joint in dam	Install after formation of crack or Joint
4. Water level	a,b Staff gauge, Float, Pressure balance	a. Upstream face of dam	Determines hydraulic load on dam (a) upstream and (b) tailwater
		b. Stilling basin	
5. Structural deformation and Displacement	a. Surveying	a. Target or brass cap monument on dam crest and abutments of dam	
	b. Pendulum or Inclinometer	b. In hole in dam	
Secondary functions (to determine validity of design assumptions)			
1. Concrete temperature	Electric thermometer of thermocouple	Embedded in dam at predetermined grid	Time history of temperature desired
2. Foundation distortion and displacement	Multiple position borehole extensometer or Pendulum	In foundation at points of potential movement	
3. Dam stress and strain	Stress meter or Strain meter	At computed maximum stress points	
4. Vibration	Accelerograph or Seismograph	In enclosure on abutment or top of dam	Acceleration, Direction of motion and Indicate Intensity

ที่มา: Hansen and Reinhardt (1991)



ภาพที่ 31 ตำแหน่งติดตั้งเครื่องมือวัดสำหรับเขื่อนคอนกรีต

ที่มา: ดัดแปลงจาก Roctest (2006)

ความถี่ในการอ่านค่าเครื่องมือวัดประเภทต่างๆจะขึ้นอยู่กับ ช่วงเวลาของการก่อสร้างหรือการใช้งาน อัตราการเปลี่ยนแปลงของค่าที่อ่านได้ และเหตุการณ์ผิดปกติที่เกิดขึ้น เป็นต้น ซึ่งหากทำการอ่านค่าถี่เกินไปจะเป็นภาระในการรวบรวมและวิเคราะห์ผล ในทางตรงกันข้าม หากอ่านค่าห่างเกินไปก็จะขาดข้อมูลที่สำคัญไปได้ และนอกจากการตรวจสอบภาพเขื่อนด้วยเครื่องมือวัดแล้ว สิ่งหนึ่งที่ขาดไม่ได้คือการตรวจสอบภาพเขื่อนด้วยสายตา (Visual Inspection) ของเจ้าหน้าที่ซึ่งต้องคอยตรวจสอบอย่างสม่ำเสมอ

โดยทั่วไปช่วงปีแรกๆของการเก็บกักน้ำจะต้องอ่านค่าจากเครื่องมือวัดและตรวจสอบภาพเขื่อนด้วยสายตาถี่กว่าช่วงใช้งานในปีต่อไป เนื่องจากเป็นช่วงที่เขื่อนกำลังปรับเปลี่ยนพฤติกรรมให้มีความเสถียรภาพเมื่อมีแรงดันน้ำมากระทำ ประกอบกับสถิติที่ผ่านมาจะพบว่า การพิบัติของเขื่อนมักเกิดในช่วง 5 ปีแรกของการเก็บกักน้ำ ทั้งนี้ Federal Energy Regulatory Commission [FERC] (2007) ได้แนะนำความถี่ในการอ่านค่าเครื่องมือวัดสำหรับเขื่อนขนาดใหญ่ไว้ดังแสดงในตารางที่ 25

ตารางที่ 25 ความถี่ในการอ่านค่าเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

Type of Measurement	Frequency of Measurements				
	Construction	First Filling	Second Filling	Third and Fourth Filling	Long Term Operation
Visual Observation	Daily	Daily	Weekly	Monthly	Monthly
Reservoir Level		Daily to Weekly	Semi-monthly	Monthly	Monthly to Quarterly
Tailwater Level	-	Weekly	Semi-monthly	Monthly	Monthly to Quarterly
Seepage/ Leakage Flow	Monthly	Daily to Weekly	Weekly to Monthly	Monthly	Monthly to Quarterly
Pore Pressure/ Uplift	Daily to Weekly	Daily to Weekly	Monthly	Monthly	Monthly to Quarterly
Surface Settlement	-	Monthly	Quarterly	Semi-annually to Annually	Semi-annually to Annually
Surface Alignment	-	Daily to Monthly	Quarterly	Semi-annually to Annually	Semi-annually to Annually
Internal Movement	-	Weekly to Monthly	Monthly to Quarterly	Monthly to Semi-annually	Monthly to Annually
Joint/Crack Displacement	-	Weekly to Monthly	Monthly to Quarterly	Monthly to Semi-annually	Monthly to Annually
Foundation Movement	Weekly	Weekly to Monthly	Quarterly	Semi-annually	Semi-annually to Annually
Temperature	Hourly to Weekly	Weekly	Semi-monthly	Monthly	Typically not required
Loads in Post-Tension Anchor	Typically not required	Typically not required	Annually	Typically not required	Quinquennially

ที่มา: FERC (2007)

2.1 เครื่องมือวัดความดันน้ำ (Uplift/Pore Water Pressure)

ความดันน้ำที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนและใต้ฐานเขื่อนส่งผลโดยตรงต่อเสถียรภาพความมั่นคงของเขื่อนซึ่งควรตรวจสอบอย่างใกล้ชิดเมื่อทำการเก็บกักน้ำในปีแรก นอกจากนี้ยังบ่งบอกถึงพฤติกรรมการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนและฐานราก การกัดเซาะ ประสิทธิภาพการระบาย และประสิทธิภาพการปิดกั้น

ค่าความดันน้ำสามารถตรวจวัดได้จากเครื่องมือที่เรียกว่า มาตรวัดความดันน้ำหรือพิโซมิเตอร์ (Piezometer) ซึ่งสามารถวัดความดันน้ำได้ทั้งในดิน หินและคอนกรีต โดย วรากร (2550) กล่าวว่าพิโซมิเตอร์ที่ดีที่สุดจะต้องสามารถวัดค่าความดันน้ำ ณ ตำแหน่งที่ติดตั้งได้ทันทีที่เกิดการเปลี่ยนแปลงความดัน ณ ตำแหน่งนั้นๆ แต่ความเป็นจริงแล้วเวลาที่เครื่องมือวัดจะแสดงค่าความดันน้ำที่ถูกต้องได้นั้นจะต้องใช้เวลาช่วงหนึ่ง เรียกว่า “ช่วงล่า” (Time lag หรือ Response time) ซึ่งเป็นช่วงล่าจากเครื่องมือวัด และมักใช้ค่านี้เปรียบเทียบกับความไวของการวัดค่าของพิโซมิเตอร์

วรากร (2550) กล่าวว่าในระบบเครื่องมือวัดความดันน้ำทุกชนิดจะต้องการปริมาณน้ำส่วนหนึ่งที่จะต้องไหลเข้าไปในหัววัดเพื่อจะให้เกิดการอ่านค่าได้ ความไวของการวัดค่าของเครื่องมือจึงขึ้นอยู่กับอิทธิพล 2 ประการคือ Volume Factor (V) เป็นค่าที่บอกถึงปริมาณน้ำที่ต้องการใช้ในการอ่านค่า และ Shape Factor (F) คือ พื้นที่รับน้ำเข้าสู่หัววัด ดังนั้นพิโซมิเตอร์ที่มีความไวสูงจึงบอกได้ด้วยอัตราส่วนของ V/F ที่ต่ำ

นอกจาก Time lag ที่เกิดจากเครื่องมือแล้ว ยังมี Time lag ที่เกิดจากอัตราการซึมได้ของดินหรือหินรอบๆ หัววัด ซึ่งมักมีค่ามากกว่า Time lag จากเครื่องมือวัดมาก โดยเฉพาะในดินหรือหินที่มีความทึบน้ำมากๆ นั้นอาจมี Time lag มากเป็นหลายๆ เดือน ในขณะที่ Time lag จากเครื่องมือวัดอาจน้อยเพียงไม่กี่นาที จึงไม่มีนัยสำคัญต่อ Time lag โดยรวมสำหรับกรณีนี้ นอกจากนี้ Mairaing (1973) ยังพบว่า การเปลี่ยนแปลงช่วงของความดันน้ำที่เพิ่มขึ้นหรือลดลงมากจะเกิด Time lag มากกว่าการเปลี่ยนแปลงช่วงของความดันน้ำที่น้อย และความดันน้ำที่ลดลงจะเกิด Time lag มากกว่าความดันน้ำที่เพิ่มขึ้น

วรากร (2546) แบ่งชนิดของพิโซมิเตอร์ตามระบบของตัวกลางการวัดค่าความดันเป็น 3 กลุ่มคือ Hydraulic Type, Pneumatic Type และ Electric Type ดังรายละเอียดต่อไปนี้

1) Hydraulic Type เป็นระบบที่วัดความดันน้ำจากความสูงของระดับน้ำในท่อ (Standpipe) ซึ่งเป็นระบบเปิด หรือการวัดค่าโดยปิดกั้นน้ำไว้ด้วยระบบการวัดที่ปลายทาง เช่น การใช้ Pressure Gage, Electrical Transducer และ U-tube Manometer พิโซมิเตอร์ที่จัดอยู่ในระบบนี้ได้แก่ Open Standpipe Piezometer, Twin-tube Hydraulic Piezometer และรวมถึง Observation Well ดังแสดงในภาพที่ 32(ก) ถึง 32(ค)

- บ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well) ใช้วัดระดับน้ำใต้ดิน (Groundwater Level) จากระดับน้ำในท่อพรุน (Perforated Pipe) โดยตรง การวัดค่าทำได้หลายวิธี เช่น ใช้ Electrical Dipmeter, Pressure Transducer และ Audio Reader เป็นต้น ทั้งนี้ ตำแหน่งที่ติดตั้งควรห่างจากเขื่อนเพียงพอที่จะไม่เกิดความดันน้ำส่วนเกินจากน้ำหนักเขื่อน

- พิโซมิเตอร์ชนิดท่อเปิด (Open Standpipe Piezometer) ใช้วัดความดันน้ำจากระดับน้ำในท่อที่มีชั้นกรอง (Filter) อยู่ปลายท่อ โดยมีการวัดค่าเช่นเดียวกับบ่อสำรวจระดับน้ำ ข้อควรระวังในการติดตั้งเครื่องมือวัดชนิดนี้ คือ การแตกหักและการรั่วซึมของท่อ และในกรณีที่ติดตั้งในบริเวณที่มีก๊าซเจือปนสูง ควรใช้ขนาด \varnothing ภายในท่อมากกว่า 8 มม.

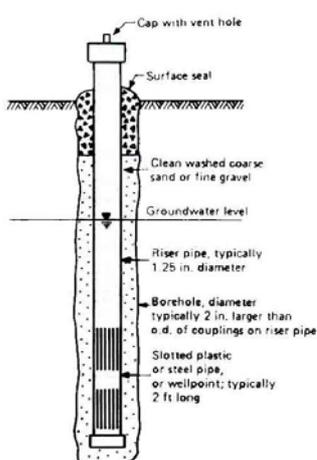
- พิโซมิเตอร์ชนิดท่อคู่ (Twin-tube Hydraulic Piezometer) ใช้วัดความดันน้ำด้วยระบบวัดค่าปลายทางซึ่งเป็นระบบปิด เช่น Electrical Transducer, U-tube Manometer และ Pressure Gage เป็นต้น ข้อควรระวังของเครื่องมือชนิดนี้คือ อาจแสดงผลที่ไม่ถูกต้องหากมีฟองอากาศอยู่ภายในระบบ

2) Pneumatic Type เป็นระบบที่อาศัยความดันลมเป็นตัวกลางในการวัดค่า โดยความดันน้ำจะเข้ามาสู่หัววัดแค่เพียงไดอะแฟรม (Diaphragm) ส่วนอีกด้านจะถูกดันกลับด้วยความดันลมที่เท่ากับความดันน้ำ ซึ่งความดันลมที่พอดีสมมูลย์นี้คือค่าความดันน้ำที่วัดได้ พิโซมิเตอร์ที่จัดอยู่ในระบบนี้คือ Pneumatic Piezometer ดังแสดงในภาพที่ 32(ง)

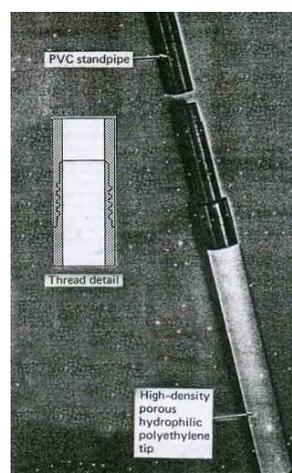
3) Electric Type เป็นระบบที่เปลี่ยนความดันน้ำที่กระทำต่อไดอะแฟรมเป็นสัญญาณไฟฟ้า พิโซมิเตอร์ที่จัดอยู่ในระบบนี้คือ Vibrating Wire Piezometer และ Electrical Resistance Piezometer ดังแสดงในภาพที่ 32(จ) และ 32(ฉ) ตามลำดับ

- พิโซมิเตอร์ชนิดวัดการสั่นของเส้นลวด (Vibrating Wire Piezometer) เป็นระบบที่วัดความถี่การสั่นของเส้นลวดที่ขึงตึงระหว่างจุดคงที่และไดอะแฟรม ซึ่งอาศัยความแตกต่างของความถี่การสั่นของเส้นลวดที่มีความตึงหย่อนเปลี่ยนแปลงไปตามความดันน้ำ ปัจจุบันนิยมใช้พิโซมิเตอร์ชนิดนี้เนื่องจากไม่ต้องปรับแก้ค่าเนื่องจากความยาวสาย

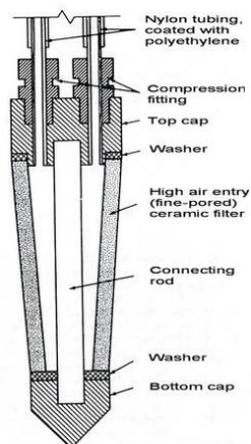
- พิโซมิเตอร์ชนิดวัดความต้านทานไฟฟ้า (Electrical Resistance Piezometer) เป็นระบบที่วัดความต่างศักย์ไฟฟ้าจากความต้านทานไฟฟ้าที่เปลี่ยนไปของ Strain Gauge ที่ติดไว้กับไดอะแฟรมซึ่งจะเปลี่ยนแปลงไปตามความดันน้ำ



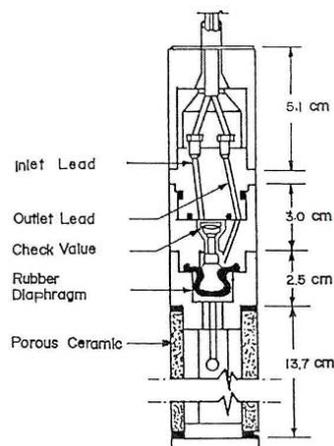
(ก) Observation Well



(ข) Open Standpipe Piezometer



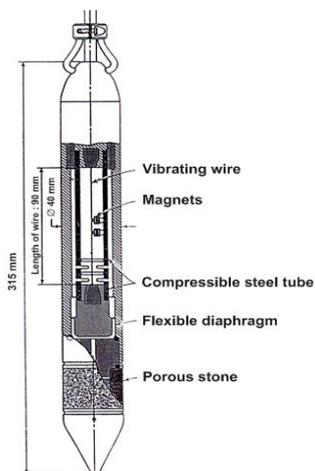
(ค) Twin-tube Hydraulic Piezometer



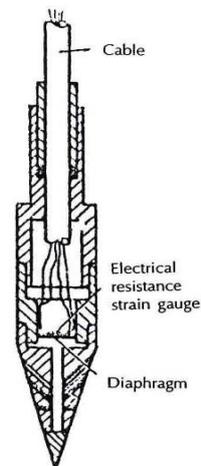
(ง) Pneumatic Piezometer

ภาพที่ 32 มาตรฐานวัดความดันน้ำชนิดต่างๆ

ที่มา: วรากร (2550) และ Dunnycliff and Green (1988)



(จ) Vibrating Wire Piezometer



(ฉ) Electrical Resistance Piezometer

ภาพที่ 32 (ต่อ)

ดังที่กล่าวมาจะพบว่าพิโซมิเตอร์มีหลายชนิด ซึ่งแต่ละชนิดมีความเหมาะสมในแต่ละสภาพงานแตกต่างกันไป โดยคุณสมบัติที่ใช้ประกอบการพิจารณาเลือกใช้ ได้แก่ ความคงทน ความน่าเชื่อถือ (Reliable) ราคา ความไวตัว และความยากง่ายในการติดตั้ง ซึ่ง USACE (1995) แนะนำชนิดพิโซมิเตอร์ที่เหมาะสมในงานดินว่า พิโซมิเตอร์ชนิด Pneumatic, Vibrating Wire และ Open Standpipe เหมาะสมกับช่วงใช้งานระยะสั้น (Short-term) ส่วนพิโซมิเตอร์ชนิด Open Standpipe และ Twin-tube Hydraulic เหมาะสมกับช่วงใช้งานระยะยาว (Long-term) แต่สำหรับเขื่อนคอนกรีตหรือเขื่อนถมในปัจจุบันจะนิยมติดตั้งพิโซมิเตอร์ชนิด Vibrating Wire เนื่องจากติดตั้งและอ่านค่าได้ง่าย ไม่ต้องมีการปรับแก้ค่าเนื่องจากความยาวสาย และเชื่อมต่อกับระบบอ่านค่าระยะทางไกลได้ดี ดังตารางที่ 26 แสดงการเปรียบเทียบข้อดีข้อเสียของพิโซมิเตอร์แต่ละชนิด

ตารางที่ 26 ข้อดีและข้อเสียของพิโซมิเตอร์แต่ละชนิด

ชนิดของพิโซมิเตอร์	ข้อดี	ข้อเสีย
บ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well)	— ติดตั้งโดยไม่ต้องใช้ผู้เชี่ยวชาญ, ราคาถูก	— ช่วงล้ามาก, ค่าไม่มาเชื่อถือเมื่อมีชั้นน้ำหลายชั้น
พิโซมิเตอร์ชนิดท่อเปิด (Open Standpipe Piezometer)	— ค่าเชื่อถือ, ความคงทนสูง, ราคาถูก, ไม่เกิดปัญหาเรื่องฟองอากาศถ้าขนาด > ภายในต่อมากกว่า 8 มม.	— ช่วงล้ามาก, เกิดขบวนการก่อสร้าง, เกิดความเสียหายต่อท่อได้ง่าย, เกิดการอุดตันของหัววัดได้ง่าย
พิโซมิเตอร์ชนิดท่อคู่ (Twin-tube Hydraulic Piezometer)	— ค่าเชื่อถือ, ความคงทนสูง, มีช่วงล้าน้อยกว่าพิโซมิเตอร์ชนิดท่อเปิด, สามารถ Flushing หัววัดได้	— ความซับซ้อนในการติดตั้งแพงกว่า, ระดับท่อต้องอยู่ต่ำกว่าที่ค้ำรั้วรวม, ต้อง Flushing หัววัดเป็นประจำ
พิโซมิเตอร์ชนิดวัดความดันลม (Pneumatic Piezometer)	— ช่วงล้าน้อย, ไม่เกิดขบวนการก่อสร้าง, ไม่เกิดปัญหาจากน้ำแข็งตัว	— ความซับซ้อนของระบบ, ต้องระวังความชื้นภายในท่อ
พิโซมิเตอร์ชนิดวัดการสั่นของเส้นลวด (Vibrating Wire Piezometer)	— อ่านง่ายและช่วงล้าน้อย, ไม่เกิดขบวนการก่อสร้าง, อ่านค่าความดันน้ำเป็นลบได้, ไม่ต้องปรับแก้ค่าเนื่องจากความขยายตัว	— อาจเกิดค่าความเคลื่อนศูนย์ (Zero Drift), ต้องมีระบบป้องกันไฟฟ้า, ราคาแพง,
พิโซมิเตอร์ชนิดวัดความต้านทานไฟฟ้า (Electrical Resistance Piezometer)	— อ่านง่ายและช่วงล้าน้อย, ไม่เกิดขบวนการก่อสร้าง, เหมาะกับการวัดค่าแบบไดนามิกส์, อ่านค่าความดันน้ำเป็นลบได้	— ความขยายตัวส่งผลต่อค่าที่อ่าน หากไม่มีการส่งสัญญาณเป็นกระแสไฟฟ้าช่วง 4 - 20 mA (USACE, 1995), อาจมีปัญหาเรื่องความชื้นและอุณหภูมิ, ต้องมีระบบป้องกันไฟฟ้า, ราคาแพง

ที่มา: Dunnycliff and Green (1988)

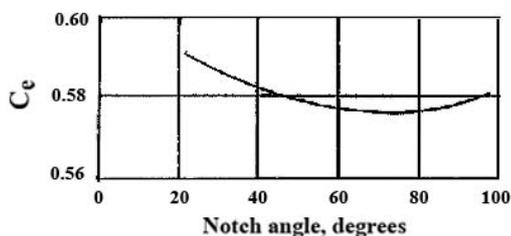
2.2 เครื่องมือวัดปริมาณการไหลซึม (Seepage)

ปริมาณการไหลซึมที่ได้จากการตรวจวัดในอุโมงค์หรือบริเวณท้ายเขื่อนจะเป็นตัวบ่งชี้ถึงประสิทธิภาพของม่านอัดดินน้ำปูน ประสิทธิภาพระบบระบายน้ำ ความทึบน้ำของเขื่อน หรือเหตุการณ์ที่ผิดปกติ เช่น ปริมาณการรั่วซึมเพิ่มสูงขึ้นมากในขณะที่ระดับน้ำในอ่างคงที่

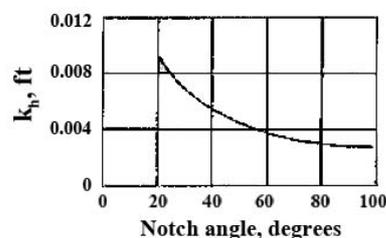
เครื่องมือที่ใช้วัดปริมาณการไหลซึม ได้แก่ ฝาย (Weir), ภาชนะตวง (Calibrated Container) และมาตรวัดความเร็ว (Velocity Meter) เป็นต้น ปกติจะนิยมใช้ฝายรูปสามเหลี่ยม (Triangular Weir) หรือ V-Notch บากเป็นมุม 90° ติดตั้งในร่องระบายน้ำ (Gutter) ในอุโมงค์ มีสมการคำนวณปริมาณน้ำเป็นสัดส่วนกับความสูงน้ำเหนือร่องบาก โดยใช้สมการของ Kindsvater-Shen ซึ่งครอบคลุม V-Notch ที่มีมุมระหว่าง $25^\circ - 100^\circ$ ดังสมการที่ 22 และภาพที่ 33 แสดงค่าสัมประสิทธิ์ของ V-Notch ที่มีมุมต่างๆ โดยในกรณีที่ต้องการค่าความละเอียดเพิ่มขึ้นต้องเลือกใช้มุมของร่องบากน้อยลง (USBR, 1997)

$$Q = 4.28 \times C_e \times \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \times h_{1e}^{2.5} \quad (22)$$

- เมื่อ Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านในช่วงเวลา (ฟุต³/วินาที)
 C_e = Effective discharge coefficient
 h_1 = ความสูงน้ำเหนือร่องบาก (ฟุต)
 $h_{1e} = h_1 + k_h$ (ฟุต)
 k_h = Head correction factor (ฟุต)
 θ = มุมของ V-Notch (องศา)



(ก) Effective discharge coefficient, C_e



(ข) Head correction factor, k_h

ภาพที่ 33 กราฟแสดงค่าสัมประสิทธิ์ของ V-Notch มุมต่างๆ

ที่มา: USBR (1997)

2.3 เครื่องมือวัดอุณหภูมิภายในตัวเชื่อม (Temperature)

การแตกร้าวเนื่องจากความร้อน (Thermal Cracking) เกิดจากอุณหภูมิที่แตกต่างกันระหว่างภายในและภายนอก หรือการเปลี่ยนแปลงจากอุณหภูมิสูงสุดไปสู่อุณหภูมิอากาศปกติที่มีค่าต่ำกว่ามากๆ จะทำให้ RCC เกิดการยั้งและเกิดหน่วยแรงเนื่องจากความร้อน (Thermal Stress) ซึ่งหากมากกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ก็จะเกิดการแตกร้าว ทำให้ความทึบน้ำและความคงทนของเชื่อมลดลง

ดังนั้นจึงต้องควบคุมอุณหภูมิขณะเทไม่ให้เกินกว่าที่ออกแบบ และตรวจวัดต่อเนื่องไปจนกว่าอุณหภูมิจะเริ่มคงที่เพื่อตรวจสอบสมมุติฐานการออกแบบ ซึ่ง Dunicliff and Green (1988) กล่าวถึงเครื่องมือวัดอุณหภูมิในงานเชื่อมมี 4 ประเภทคือ Bimetal Thermometer, Thermistor, Thermocouple และ Resistance Temperature Device (RTD) ดังภาพที่ 34 และมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) Bimetal Thermometer เป็นอุปกรณ์วัดอุณหภูมิโดยอาศัยการเปลี่ยนแปลงความยาวระหว่างแผ่นโลหะ 2 ชนิดที่มีสัมประสิทธิ์การขยายตัวต่างกัน ซึ่งส่วนใหญ่จะใช้เหล็กกับทองแดง อุปกรณ์ประเภทนี้มีความคงทนสูง อ่านค่าได้ง่ายและรวดเร็ว แต่มีความแม่นยำ (Accuracy) และช่วงอ่านค่า (Range) น้อย มักใช้ตรวจวัดขณะที่คอนกรีตยังไม่ก่อตัว

2) Thermistor เป็นอุปกรณ์วัดอุณหภูมิโดยอาศัยการเปลี่ยนแปลงความต้านทานไฟฟ้าของวัสดุกึ่งตัวนำ (Semiconductor) ที่มีความไวตัว (Sensitive) ต่อความร้อน อุปกรณ์ประเภทนี้มีความแม่นยำและความไวตัว (Sensitivity) สูง

3) Thermocouple เป็นอุปกรณ์วัดอุณหภูมิโดยอาศัยการเปลี่ยนแปลงความต่างศักย์ไฟฟ้าระหว่างโลหะ 2 ชนิด แบ่งได้เป็น 7 ประเภท (Type) ตามชนิดของโลหะซึ่งแต่ละประเภทจะมีช่วงการอ่านค่า ความละเอียดและความไวตัวแตกต่างกัน ปกติในงานเชื่อมใช้ประเภท T ซึ่งเป็นโลหะ 2 ชนิดคือ Copper และ Constantan อุปกรณ์ประเภทนี้มีราคาไม่สูง และสามารถเชื่อมต่อกับระบบอ่านค่าแบบอัตโนมัติได้ดี จึงเป็นที่นิยมใช้ในงานเชื่อม

4) Resistance Temperature Device (RTD) เป็นอุปกรณ์วัดอุณหภูมิโดยอาศัยการเปลี่ยนแปลงความต้านทานไฟฟ้าของตัวนำที่เป็นโลหะบริสุทธิ์ เช่น แพลตินัม, เงิน และทองแดง เป็นต้น อุปกรณ์ประเภทนี้มีความแม่นยำสูง มีเสถียรภาพ (Stability) และความคงทนสูง



(ก) Bimetal Thermometer



(ข) Thermistor



(ค) Thermocouple



(ง) RTD

ภาพที่ 34 เครื่องมือวัดอุณหภูมิประเภทต่างๆ

ผลการเปรียบเทียบอุปกรณ์วัดอุณหภูมิที่สามารถเชื่อมต่อกับระบบอ่านค่าระยะทางไกลได้ระหว่าง Thermistor, Thermocouple และ RTD แสดงดังตารางที่ 27

ตารางที่ 27 เปรียบเทียบคุณสมบัติของเครื่องมือวัดอุณหภูมิระยะทางไกล

Feature	Thermistor	Thermocouple	RTD
Readout	Digital ohmmeter or multimeter	Thermocouple reader	Wheatstone bridge with millivolt scale
Sensitivity	Very high	Low	Moderate
Linearity	Very poor	Fair	Fair
Accuracy	High	Moderate	Very high
Stability	Excellent	Good	Excellent
Type of lead wire	Two-conductor	Special (bimetal)	Three-conductor
Suitability for automatic data acquisition	Fair	Excellent	Good

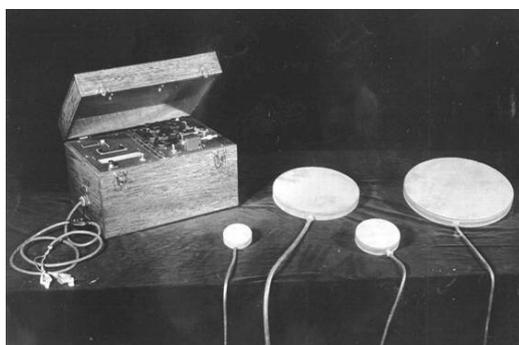
ที่มา: Dunncliff and Green (1988)

2.4 เครื่องมือวัดหน่วยแรงและความเครียด (Stress/Strain)

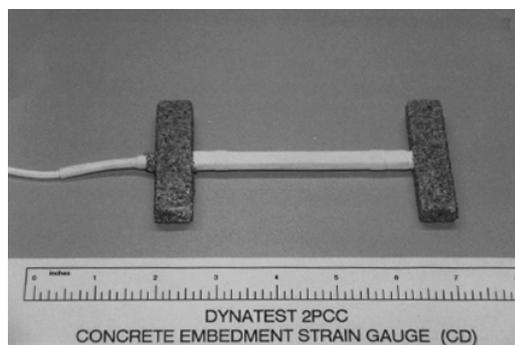
การตรวจวัดหน่วยแรงและความเครียดใช้เพื่อตรวจสอบสมมุติฐานการออกแบบ ปกติ จะทำการตรวจวัดในตำแหน่งที่คาดว่าจะเกิดหน่วยแรงสูงสุด เช่น บริเวณใกล้ฐานเขื่อนและบริเวณที่เปลี่ยนความลาด หรืออาจติดตั้งบริเวณกลางเขื่อนเพื่อหาค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น

1) Stress Meter ที่ติดตั้งในเขื่อนคอนกรีตมีลักษณะเครื่องมือคล้ายกับ Stress Meter ที่ติดตั้งในเขื่อนถมแต่จะมีการเปลี่ยนแปลงขนาดน้อยกว่า เพราะหากขยายตัวมากก็อาจจะดันให้คอนกรีตแตกร้าว หรือถ้าหดตัวมากก็จะทำให้ไม่สัมผัสกับมวลคอนกรีต (Dunnicliff and Green, 1988) ในงานคอนกรีตแบ่ง Stress Meter ได้เป็น 2 ระบบ คือ ระบบ Hydraulic ใช้วัดหน่วยแรงโดยอาศัยความดันของน้ำหรือน้ำมันเป็นตัวกลาง ส่วนระบบ Electric จะวัดหน่วยแรงโดยอาศัยการเปลี่ยนแปลงความต้านทานไฟฟ้าหรือความถี่การสั่นของเส้นลวดด้วย Strain Gage, LVDT และ Vibrating Wire เป็นต้น ปกติแล้ว Stress Meter ไม่สามารถวัดหน่วยแรงได้ ดังนั้นจึงต้องหาค่าความเครียดที่ได้จากการติดตั้ง Strain Meter เพื่อนำไปคำนวณหาหน่วยแรงได้จากความสัมพันธ์ของค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีต (USACE, 1987)

2) Strain Meter ที่ใช้ในงานคอนกรีตมี 2 ระบบ คือ ระบบ Mechanic เช่น Whittmore mechanical strain gage และ Mechanical scratch gage เป็นต้น และระบบ Electric ซึ่งนิยมใช้กันอย่างกว้างขวาง เช่น Vibrating wire strain gage, LVDT strain meter และ Resistance strain gage เป็นต้น (USACE, 1987) ดังภาพที่ 35 แสดงตัวอย่างเครื่องมือวัดหน่วยแรงและความเครียด



(ก) Stress Meter



(ข) Strain Meter

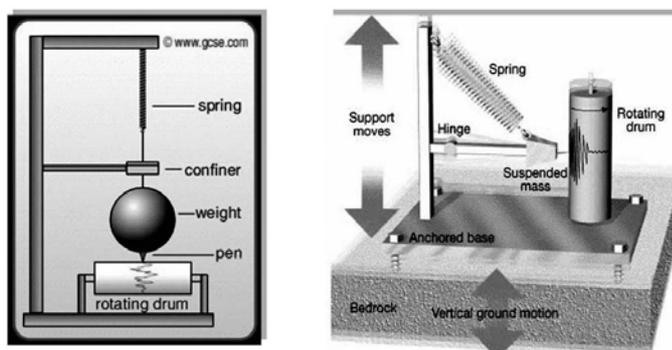
ภาพที่ 35 เครื่องมือวัดหน่วยแรงและความเครียด

2.5 เครื่องมือวัดการสั่นสะเทือน (Vibration)

แผ่นดินไหวเกิดจาก 2 สาเหตุใหญ่ๆ คือ เกิดจากการกระทำของมนุษย์ เช่น การเก็บกักน้ำในเขื่อน และการระเบิด เป็นต้น และเกิดจากธรรมชาติคือเกิดการเคลื่อนตัวของเปลือกโลกซึ่งเป็นสิ่งที่พยากรณ์ได้ยากและมักก่อให้เกิดความเสียหายที่รุนแรงต่อโครงสร้าง ดังนั้นจึงควรติดตั้งเครื่องมือวัดการสั่นสะเทือนกับเขื่อนที่ตั้งอยู่ในบริเวณเสี่ยงภัยแผ่นดินไหว (Seismic Zone) เพื่อใช้ประเมินความเสี่ยงภัยและเป็นประโยชน์ต่อการออกแบบเขื่อนต่อไป

เครื่องมือที่ใช้ตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหว (Seismic Wave) มี 2 ประเภทคือ Seismograph แสดงผลเป็นความสูงคลื่น (Amplitude) ของแผ่นดินไหว กล่าวคือ เป็นค่าการเคลื่อนตัวของเขื่อนในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว และสามารถนำค่าดังกล่าวมาแปลงเป็นขนาด (Magnitude) ของแผ่นดินไหวซึ่งนิยมใช้หน่วยวัดของริกเตอร์ (Richter) อีกทั้งสามารถระบุตำแหน่งแผ่นดินไหวบนผิวโลก (Epicenter) เมื่อใช้โครงข่าย 3 สถานีตรวจวัดร่วมกัน ส่วน Accelerograph แสดงผลเป็นค่าความเร่ง (Acceleration, g) กล่าวคือ เป็นค่าความเร่งของเขื่อนในขณะที่เกิดแผ่นดินไหว ซึ่งสามารถนำค่าที่ได้ไปใช้ในการประเมินความเสี่ยงภัยและออกแบบก่อสร้างเขื่อนต่อไป ดังนั้นจึงนิยมติดตั้งเครื่องมือวัดประเภท Accelerograph ในงานเขื่อนมากกว่า

เครื่องมือตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหวทั้ง 2 ประเภทมีหลักการทำงานเบื้องต้นเหมือนกันคือ อาศัยแรงเฉื่อยของตุ้มน้ำหนักหรือสปริงทำให้อยู่กับที่ ในขณะที่ฐานและโครงของอุปกรณ์จะเคลื่อนที่ไปกับการไหวตัวของพื้นดิน แต่จะต่างกันที่ผลลัพธ์นั้นจะเป็นค่าความสูงคลื่นหรือเป็นค่าความเร่ง ดังภาพที่ 36 แสดงหลักการทำงานของเครื่องมือวัดการสั่นสะเทือน



ภาพที่ 36 หลักการทำงานของเครื่องมือวัดการสั่นสะเทือน

ที่มา: กรมทรัพยากรธรณี (2548)

2.6 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวที่ผิวเขื่อน (Surface Displacement)

การวัดการเคลื่อนตัวบริเวณผิวเขื่อนนิยมใช้การรังวัด (Surveying) ซึ่งเป็นการใช้เครื่องมือสำรวจทั่วไปคือใช้กล้องวัดมุมและกล้องระดับเป็นหลัก โดยต้องมีหมุดหลักฐาน (Permanent Benchmark) เพื่อใช้อ้างอิงการวัดการเคลื่อนตัว และหมุดสำรวจ (Survey Station) เพื่อใช้เป็นจุดวัดบนผิวลาดเขื่อนและสันเขื่อน

หมุดหลักฐานเป็นเสาหรือท่อเหล็กที่ยังลงถึงหน้าหินหรือชั้นดินแข็ง ด้านบนเป็นหมุดคอนกรีตฝังแผ่นโลหะที่บอกค่าระดับและพิกัดอย่างชัดเจน โดยตำแหน่งที่ตั้งควรอยู่นอกบริเวณอิทธิพลการเคลื่อนตัวของเขื่อนและเป็นบริเวณที่ตั้งกล้องสำรวจแล้วสามารถส่องเห็นบริเวณเขื่อนได้เป็นพื้นที่กว้าง ส่วนหมุดสำรวจจะมีลักษณะเป็นแผ่นโลหะที่ยึดติดกับผิวเขื่อน

นอกเหนือจากการรังวัดโดยใช้กล้องสำรวจทั่วไปแล้ว ยังมีการสำรวจโดยวิธีอื่นๆ เช่น วิธี 3D Laser Scanner ที่แสดงผลเป็นภาพ 3 มิติ ให้ความแม่นยำสูงสุดถึง ± 5 มม. ดังภาพที่ 37 หรือวิธี Photogrammetric Method ซึ่งเป็นการถ่ายภาพด้วยกล้อง Phototheodolite แล้ววิเคราะห์ด้วยเครื่อง Stereocomparator ที่อาจให้ความคลาดเคลื่อนน้อยกว่ามิลลิเมตร หรืออาจรังวัดโดยใช้ระบบดาวเทียม GPS (Real Time Kinematic) ที่อาจให้ความแม่นยำถึง ± 3 ซม. เป็นต้น (USACE, 2007)



ภาพที่ 37 การตรวจวัดการเคลื่อนตัวด้วยวิธี 3D Laser Scanner

ที่มา: (USACE, 2007)

สิ่งสำคัญอย่างหนึ่งในการพิจารณาเลือกวิธีตรวจวัดคือ ความแม่นยำ (Accuracy) ซึ่งจะต้องมีค่าสูงเพียงพอต่อการวิเคราะห์ผล ดังตารางที่ 28 แสดงเกณฑ์ความแม่นยำที่ USACE (2002) เสนอแนะไว้สำหรับการรังวัดเขื่อนในเบื้องต้น

ตารางที่ 28 Accuracy Requirements for Performing Deformation Surveys

Concrete Structure Dam, Outlet Work, Lock, Intake Structure:	
Long-Term Movement	$\pm 5 - 10$ mm
Crack/Joint movement and Monolith alignment	± 0.2 mm
Vertical stability/Settlement	± 2 mm
Embankment Structure Earth-Rockfill Dam, Levee:	
Slope/Crest stability	$\pm 20 - 30$ mm
Crest alignment	$\pm 20 - 30$ mm
Settlement measurement	± 10 mm
Control Structure Spillway, Stilling Basin, Approach/Outlet Channel, Reservoir:	
Scour/Erosion/Silting	$\pm 6 - 15$ cm

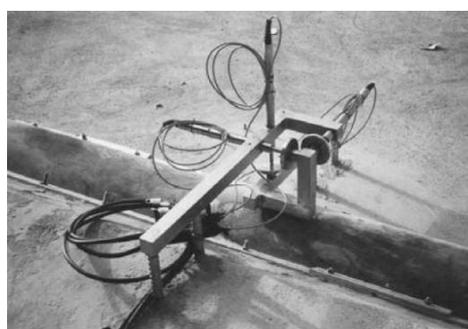
ที่มา: USACE (2002)

2.7 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Joint Displacement)

ขนาดของการแตกร้าวและช่องเปิดของรอยต่อสามารถตรวจวัดได้จาก Jointmeter (Crack Gauge) ซึ่งเป็นการวัดขนาดของรอยแตกและการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างบล็อกโดยอาศัยการวัดระยะระหว่างจุดอ้างอิง 2 จุด (แกนเหล็กหรือแกนสแตนเลส) ที่คร่อมรอยแตกหรือรอยต่อ และวัดการเคลื่อนตัวทั้ง 3 แนวแกนโดยใช้ Dial Gauge หรือใช้ Transducer ดังแสดงในภาพที่ 38 นอกจากนี้ยังมีการใช้ Surface Extensometer และ Strain Meter ตรวจวัดที่รอยต่อได้เช่นกัน



(ก) Mechanical Jointmeter



(ข) Electrical Jointmeter

ภาพที่ 38 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ

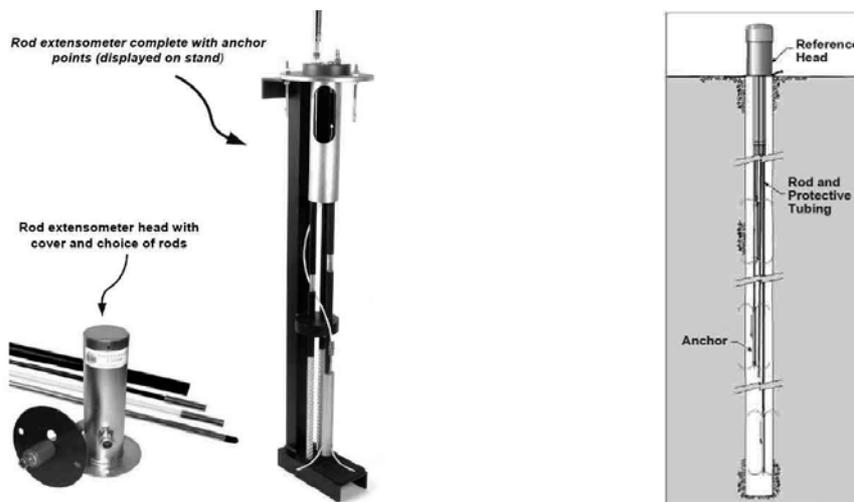
2.8 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวภายในตัวเชื่อม (Internal Displacement)

เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวภายในตัวเชื่อมและในหินฐานรากมีหลายประเภท ได้แก่ Strain Meter, Borehole Extensometer, Inclinator และ Pendulum เป็นต้น ส่วนใหญ่จะอาศัยการวัดการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ระหว่างจุดอ้างอิงและจุดที่ต้องการวัด

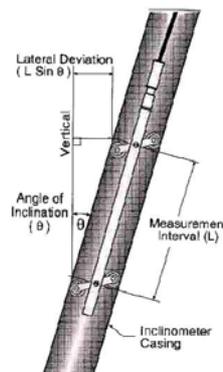
1) Borehole Extensometer ใช้วัดการเคลื่อนตัวภายในตัวเชื่อมหรือฐานรากในแนวแกนของหลุมเจาะ โดยติดตั้งเส้นลวด (Wire) หรือก้านโลหะ (Rod) เข้ากับสมอยึด (Anchor) ในหลุมเจาะแล้วต่อปลายบนเข้ากับอุปกรณ์วัดค่าซึ่งมีทั้งแบบ Mechanic ที่ใช้ Micrometer และแบบ Electric ที่ใช้ Strain Gage หรือ Vibrating Wire ฯลฯ ดังแสดงในภาพที่ 39(ก)

2) Inclinator ใช้วัดการเคลื่อนตัวภายในตัวเชื่อมหรือฐานรากในแนวราบ โดยการวัดความเอียงที่ทำมุมกับแนวดิ่งด้วยระบบ Force-balanced Servo-accelerometer ภายในหัววัด (Probe) ส่วนภายนอกหัววัดมีล้อเล็กๆเคลื่อนที่ไปตามท่อหน้า (Access Tube) ที่ทำด้วย ABS Plastic หรืออลูมิเนียมซึ่งติดตั้งในตัวเชื่อมหรือฐานราก ส่วนการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งตรวจวัดได้โดยฝังแหวนแม่เหล็ก (Magnetic Ring) ไว้ภายนอกตลอดความยาวท่อหน้า แล้วหย่อนหัววัดอีกประเภทซึ่งเป็นขดลวดเหนียวนำที่ให้อัญญาณไฟฟ้าเมื่อพบตำแหน่งแหวนแม่เหล็ก ดังแสดงในภาพที่ 39(ข)

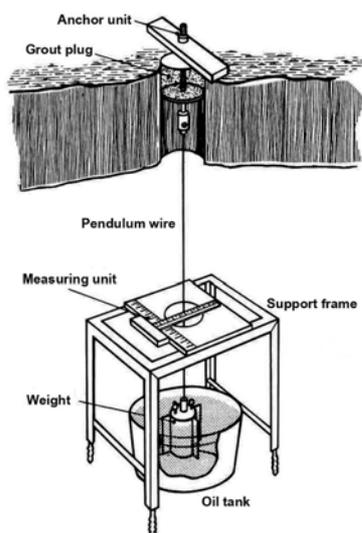
3) Pendulum มี 2 ประเภทคือ Direct Pendulum ใช้วัดการเอียงตัวของเชื่อมโดยการยึดเส้นลวดเข้ากับสมอยึดที่บนสันเชื่อมและปลายล่างมีตุ้มน้ำหนักที่รักษาแนวดิ่งตามแรงโน้มถ่วงของโลก ดังแสดงในภาพที่ 39(ค) ส่วน Inverted Pendulum ใช้วัดการเลื่อนไถลของเชื่อมโดยยึดเส้นลวดเข้ากับสมอยึดภายในหลุมเจาะหินฐานรากและปลายบนมีชุดลูกกลิ้งที่รักษาแนวดิ่งตลอดเวลา ดังแสดงในภาพที่ 39(ง) ดังนั้นเมื่อเชื่อมมีการเอียงตัวหรือการเลื่อนไถล ตำแหน่งของเส้นลวดก็จะเปลี่ยนแปลงไปด้วย ในการวัดค่าจะมี 2 วิธี คือ การใช้กล้องส่องชนิด Optical Microscope และการอ่านค่าแบบอัตโนมัติด้วย Laser Transducer



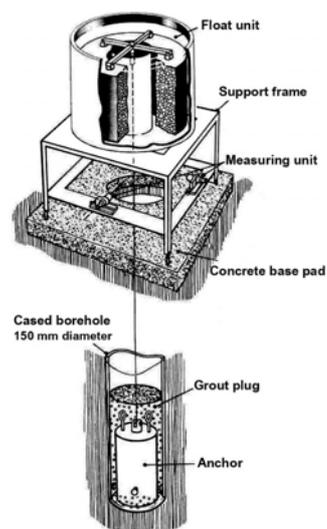
(ก) Borehole Extensometer



(ข) Inclinator



(ค) Direct Pendulum



(ง) Inverted Pendulum

ภาพที่ 39 เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวภายในตัวเขื่อน

ที่มา: Dunnycliff and Green (1988) และ Slope Indicator (2007)

ลักษณะโครงการเขื่อนขุนด่านปราการชล

1. ความเป็นมาของโครงการ

ลุ่มน้ำนครนายกเป็นลุ่มน้ำสาขาหนึ่งของลุ่มน้ำบางปะกง ครอบคลุมพื้นที่ 4 อำเภอคือ อำเภอเมือง บ้านนา ปากพลี และองครักษ์ ของจังหวัดนครนายก มีเนื้อที่ 2,433 ตร.กม. แม่น้ำนครนายกมีต้นกำเนิดอยู่ในเขตอุทยานแห่งชาติเขาใหญ่ ไหลไปบรรจบกับแม่น้ำปราจีนบุรีเป็นแม่น้ำบางปะกงที่อำเภอบางน้ำเปรี้ยว จังหวัดฉะเชิงเทรา ปริมาณน้ำท่าร้อยละ 93 ของน้ำท่าเฉลี่ยทั้งปีจะเกิดขึ้นในเดือนมิถุนายนถึงเดือนตุลาคม โดยส่วนใหญ่จะไหลทิ้งลงทะเลหรือก่อให้เกิดอุทกภัย แต่ในฤดูแล้งจะเกิดปัญหาการขาดแคลนน้ำและพื้นที่บางส่วนเป็นดินเปรี้ยวไม่สามารถทำการเกษตรได้ (กรมชลประทาน, 2548)

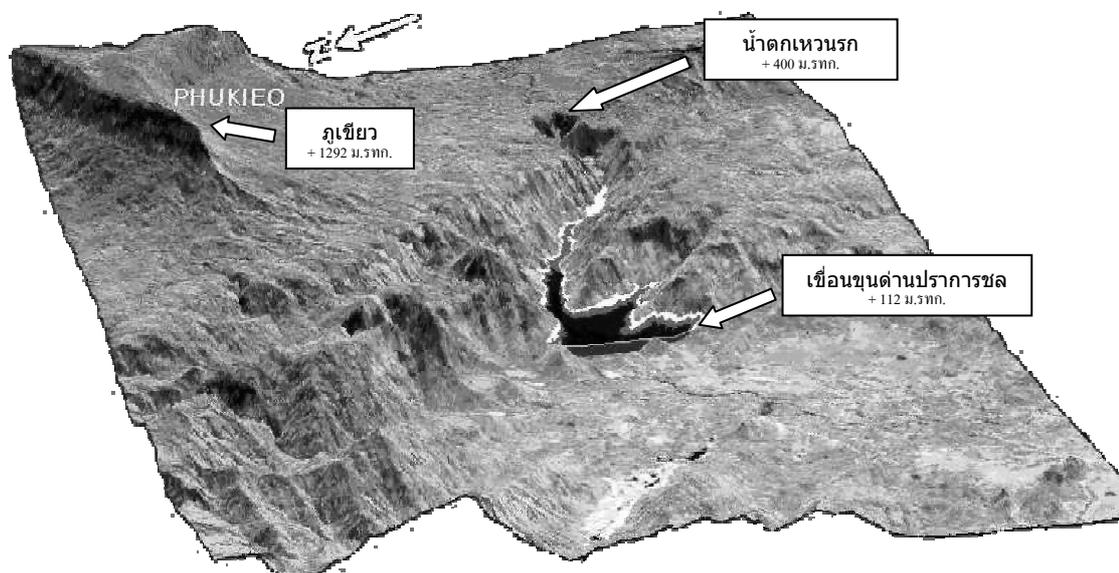
เมื่อวันที่ 4 ธันวาคม พ.ศ.2536 พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัวได้พระราชทานพระราชดำริให้กรมชลประทานพิจารณาวางโครงการและก่อสร้างเขื่อนคลองท่าด่าน ที่บ้านท่าด่าน ตำบลหินตั้ง อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของโครงการพัฒนาลุ่มน้ำนครนายกตอนบน เพื่อช่วยให้ราษฎรทางตอนล่างมีน้ำใช้ในการเกษตร อุปโภคบริโภค แก้ไขพื้นที่ดินเปรี้ยว และบรรเทาอุทกภัยที่มักจะเกิดขึ้นในเขตจังหวัดนครนายกเป็นประจำทุกปี ทางกระทรวงเกษตรและสหกรณ์โดยกรมชลประทานจึงศึกษาหาแนวทางการพัฒนาที่เหมาะสมและศึกษารายละเอียดโครงการด้านวิศวกรรม เศรษฐกิจและสิ่งแวดล้อม โดยคณะรัฐมนตรีได้มีมติเห็นชอบเมื่อวันที่ 13 กุมภาพันธ์ พ.ศ.2539 และได้เริ่มโครงการก่อสร้างเมื่อวันที่ 2 พฤศจิกายน พ.ศ.2542 เสร็จสิ้นวันที่ 19 มกราคม 2548 รวมมูลค่างานกว่าหกพันล้านบาท (กรมชลประทาน, 2548) ต่อมาในเดือนมิถุนายน พ.ศ.2549 พระบาทสมเด็จพระเจ้าอยู่หัวได้ทรงพระราชทานชื่อเขื่อนคลองท่าด่านว่า “เขื่อนขุนด่านปราการชล” (Khun Dan Prakarnchon Dam)

2. ลักษณะภูมิประเทศ

แนวที่ตั้งเขื่อนตั้งอยู่ในส่วนของหุบเขาและที่ราบเชิงเขา ตัวอ่างเก็บน้ำทอดยาวไปตามลำน้ำคลองท่าด่านยาวประมาณ 5 กม. อยู่ในพื้นที่เขตอุทยานแห่งชาติเขาใหญ่ซึ่งมีลักษณะภูมิประเทศเป็นเทือกเขาสูงชันสลับซับซ้อน ประกอบด้วย เขาต่าง (+729 ม.รทก.) เขาเขียว (+1,292 ม.รทก.)

เขาท่าโจก (+504 ม.รทก.) และเขาสมอปูน (+805 ม.รทก.) ส่วนพื้นที่ราบจะอยู่ระดับต่ำกว่า +40 ม.รทก. (ฝ่ายสำรวจธรณีวิทยา, 2537) ดังแสดงในภาพที่ 40

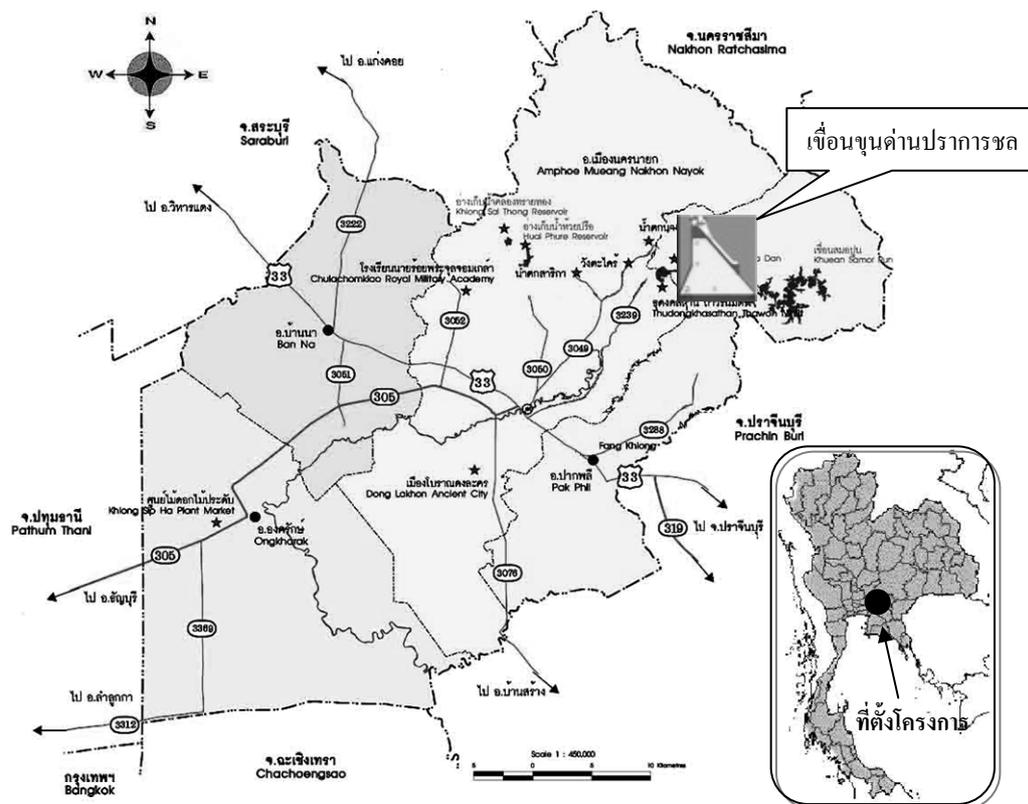
คลองท่าด่านมีต้นน้ำไหลมาจากป่าเขาใหญ่ ประกอบด้วยลำน้ำหลายสาขา เช่น คลองสี่สุก คลองช่องลม คลองสามสิบ และคลองสมอปูน เป็นต้น โดยน้ำมีทิศทางไหลจากทิศตะวันออกไปทางทิศตะวันตกและไหลเบนไปทางทิศตะวันตกเฉียงใต้บรรจบกับแม่น้ำนครนายก (ฝ่ายสำรวจธรณีวิทยา, 2537)



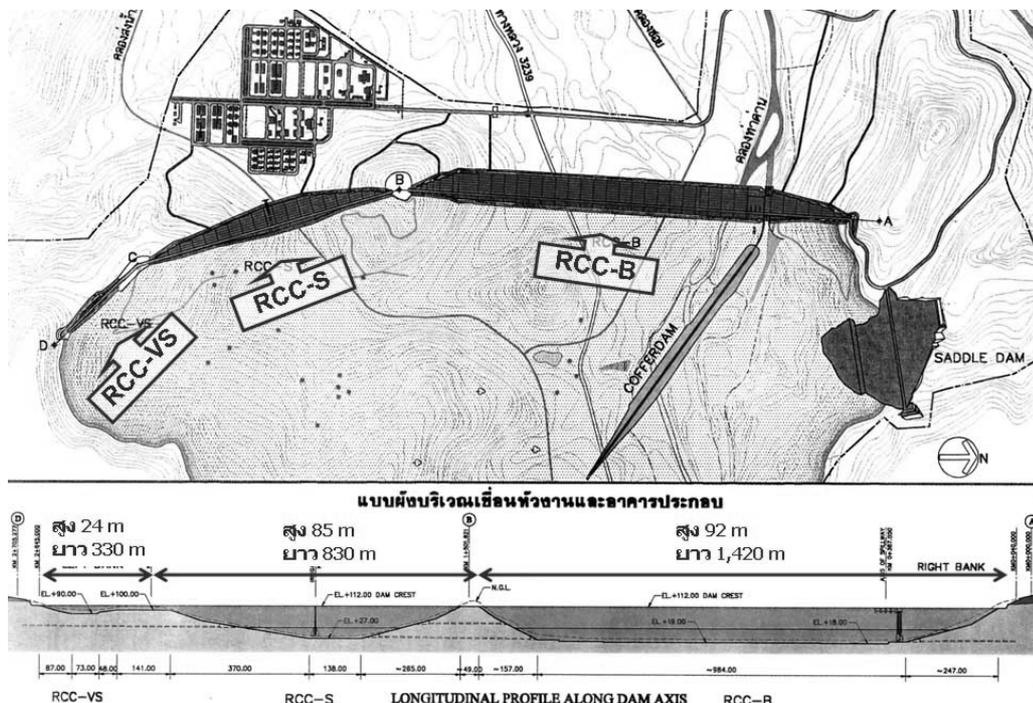
ภาพที่ 40 ลักษณะภูมิประเทศบริเวณที่ตั้งโครงการ

3. ลักษณะตัวเขื่อน

เขื่อนขุนด่านปราการชลตั้งอยู่ที่บ้านท่าด่าน ตำบลหินตั้ง อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก บริเวณพิกัด $14^{\circ}18'34''$ เหนือ และ $101^{\circ}19'27''$ ตะวันออก ซึ่งอยู่ทางทิศตะวันออกเฉียงเหนือของกรุงเทพมหานคร ดังแสดงในภาพที่ 41 ลักษณะเขื่อนในโครงการแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ เขื่อนหลัก (Main Dam) ซึ่งเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัด (Roller Compacted Concrete Dam, RCC Dam) ประเภทน้ำหนักถ่วง (Gravity Dam) และเขื่อนปิดช่องเขาต่ำ (Saddle Dam) ซึ่งเป็นเขื่อนดินเนื้อเดียว (Homogeneous Earthfill Dam) ดังแสดงในภาพที่ 42 (กรมชลประทาน, 2548)

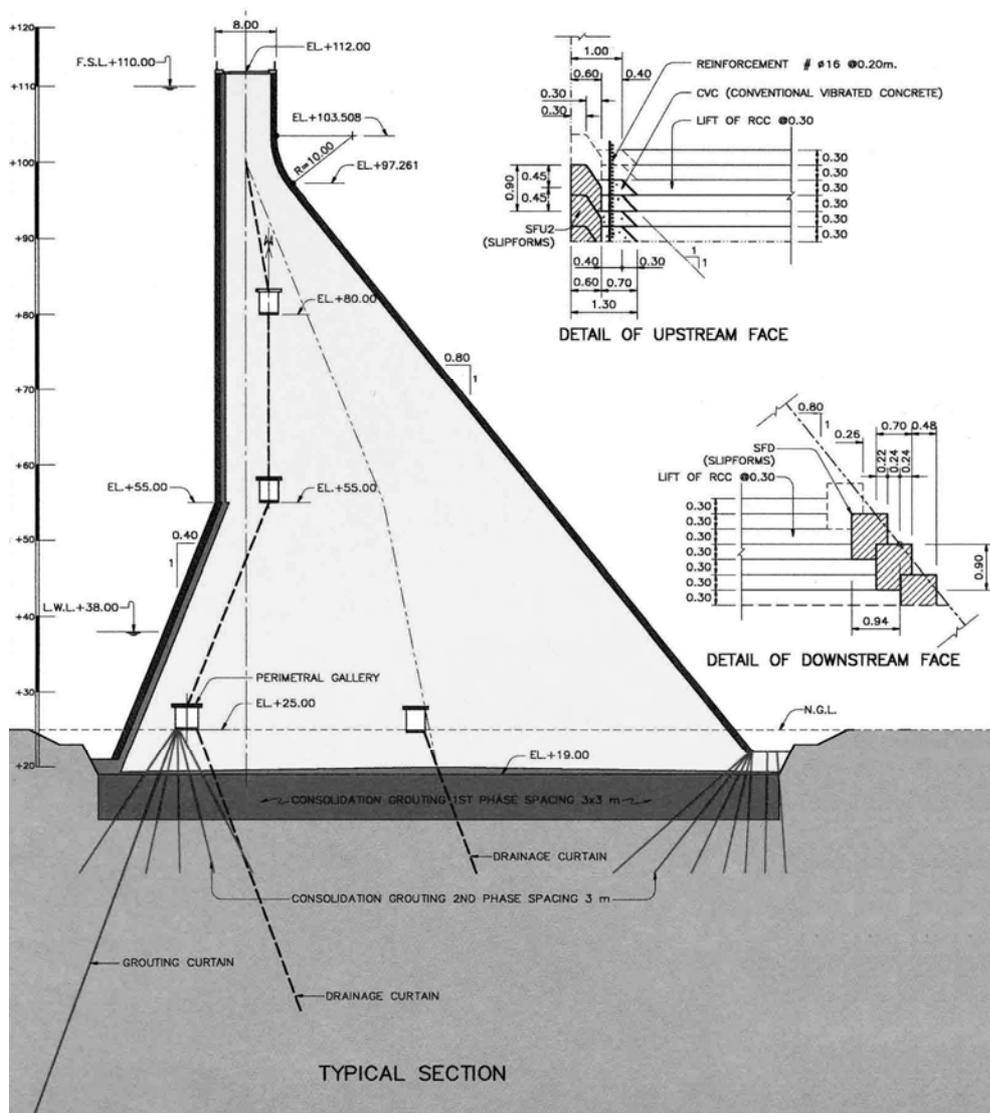


ภาพที่ 41 แผนที่แสดงตำแหน่งที่ตั้งโครงการ

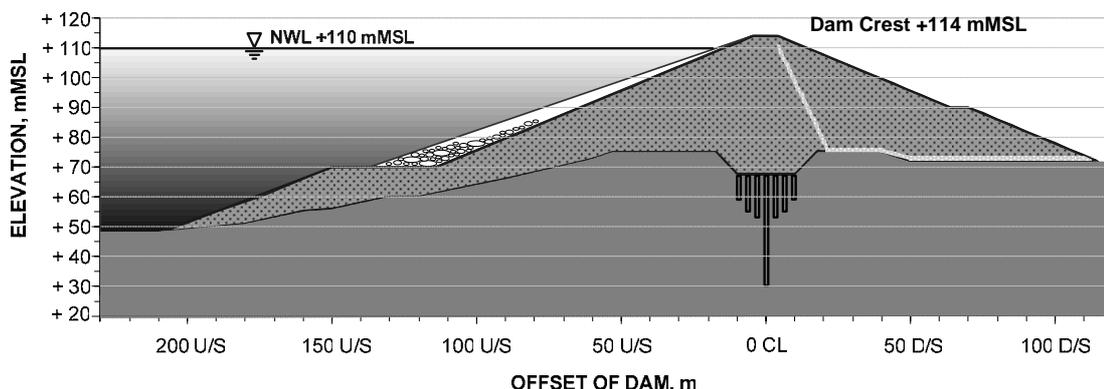


ภาพที่ 42 แบบผังบริเวณโครงการ

เขื่อนคอนกรีตบดอัดมีความสูง 92 เมตร ยาว 2,580 เมตร มีปริมาตรคอนกรีตรวม 5.4 ล้าน ลบ.ม. (คอนกรีตบดอัด 5.0 ล้าน ลบ.ม.) ความกว้างของฐานเขื่อนที่จุดลึกที่สุด 86 เมตรที่ระดับ +20 ม.รทก. ความกว้างสันเขื่อน 8 เมตร อยู่ที่ระดับ +112 ม.รทก. ดังแสดงในภาพที่ 43 ตัวเขื่อนถูกแบ่งออกเป็น 3 ส่วนด้วยเขากันตัวเขื่อน มีชื่อเรียกแต่ละเขื่อนว่า RCC-B, RCC-S และ RCC-VS มีความสูง 92 เมตร 85 เมตร และ 24 เมตร ตามลำดับ และมีความยาว 1,420 เมตร 830 เมตร และ 330 เมตร ตามลำดับ ส่วนทางด้านตะวันออกเฉียงเหนือของเขื่อนหลักจะเป็นเขื่อนดินปิดช่องเขาต่ำ ความสูง 46 เมตร ความยาว 350 เมตร มีระดับสันเขื่อนที่ +114 ม.รทก. ดังแสดงในภาพที่ 44 (กรมชลประทาน, 2548)



ภาพที่ 43 หน้าตัดเขื่อนคอนกรีตบดอัด



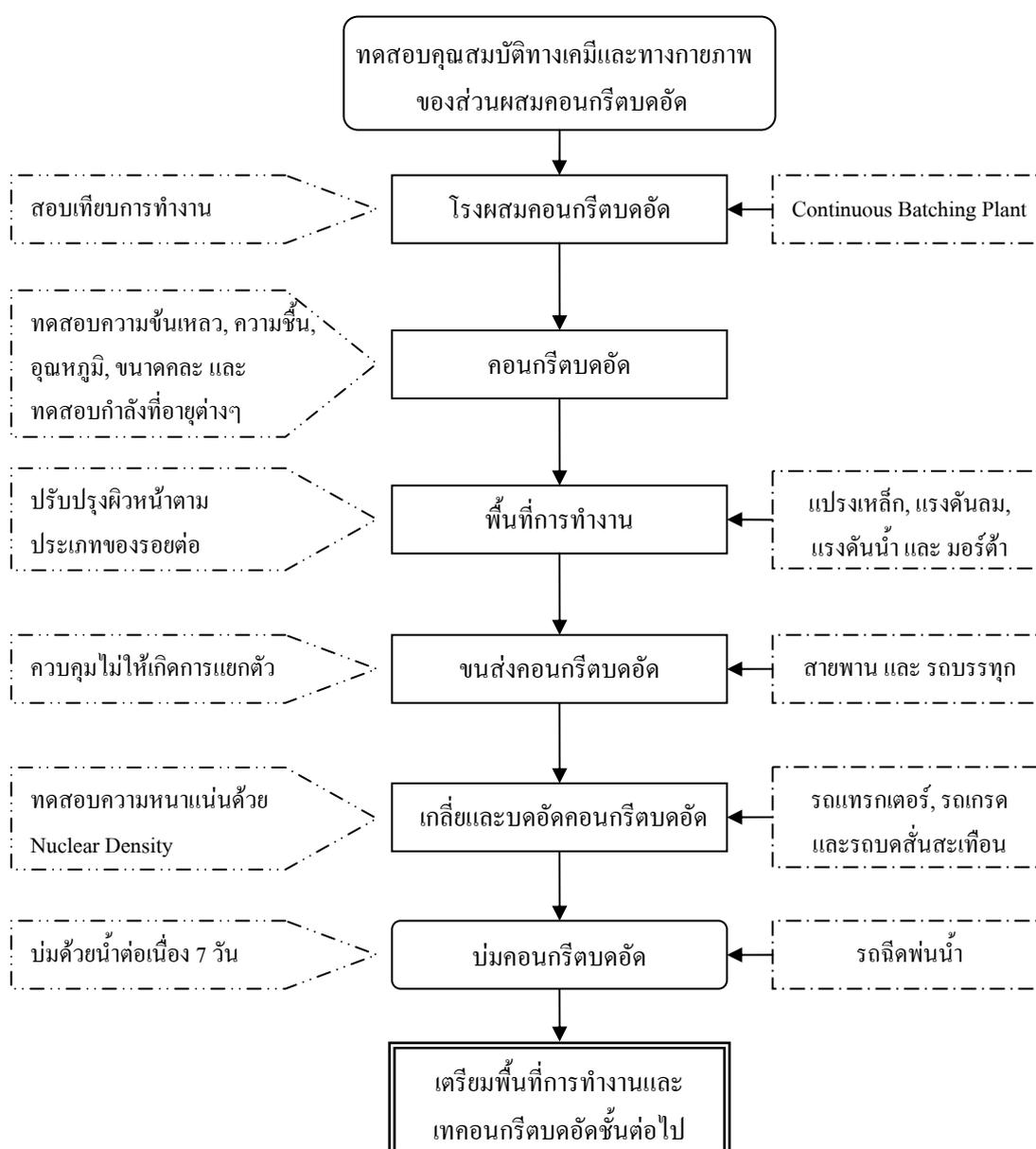
ภาพที่ 44 หน้าตัดเขื่อนดินปิดช่องเขาดำ

เขื่อนคอนกรีตบดอัดทั้ง 3 ส่วนมีองค์ประกอบเหมือนกันคือ ผิวด้านเหนือน้ำของตัวเขื่อน ถูกหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete) และคอนกรีตหล่อแบบเลื่อน (Slipform Concrete) ค่ายุบตัวต่ำ ผิวด้านเหนือน้ำมีความชัน 1:0.4 จากระดับฐานรากถึงระดับความสูง +55 ม.รทก. และเป็นแนวค้ำถึงระดับสันเขื่อน ส่วนผิวด้านท้ายน้ำหุ้มด้วยคอนกรีตหล่อแบบเลื่อน มีความชัน 1:0.8 ภายในตัวเขื่อนมีอุโมงค์อยู่ 3 ระดับและติดตั้งระบบระบายน้ำโดยเจาะรูขนาด \varnothing 10 ซม. ระยะห่าง 5 เมตร ตั้งแต่อุโมงค์ระดับล่างถึงระดับสันเขื่อนเพื่อใช้ระบายน้ำที่ไหลซึมผ่านตัวเขื่อนให้ออกจากตัวเขื่อนได้รวดเร็วขึ้น ส่วนระบบปิดกั้นการไหลซึมระหว่างรอยต่อแนวค้ำหรือรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) ที่มีทุกระยะ 40 เมตร ได้ติดตั้งยางกันน้ำ (Rubber Waterstop) ตลอดความสูงเขื่อน ส่วนระบบปิดกั้นการไหลซึมได้ฐานเขื่อนได้ทำการอัดฉีดมวลน้ำปูน (Grouting Curtain) ลึกลงไปในฐานราก 60 เมตร วางตัวทำมุม 20° กับแนวค้ำไปทางด้านเหนือน้ำ พร้อมทั้งมีมวลระบายน้ำ (Drainage Curtain) ซึ่งเป็นการเจาะรูขนาด \varnothing 10 ซม. ระยะห่าง 5 เมตร ลึก 40 เมตร วางตัวทำมุม 20° กับแนวค้ำไปทางด้านท้ายน้ำ เพื่อลดแรงดันน้ำได้ฐานเขื่อน (Uplift Force) (กรมชลประทาน, 2548)

อ่างเก็บน้ำมีระดับเก็บกักปกติ (Retention Water Level) +110.0 ม.รทก. ระดับเก็บกักสูงสุด (Maximum Water Level) +110.5 ม.รทก. และระดับน้ำต่ำสุด (Minimum Water Level) +38.0 ม.รทก. มีพื้นที่รับน้ำฝน (Catchment Area) 194 ตร.กม. ปริมาณน้ำท่าต่อปี (Annual Inflow) 337 ล้าน ลบ.ม. โดยที่ระดับเก็บกักปกติมีปริมาณน้ำในอ่าง (Storage at RWL) 224 ล้าน ลบ.ม. (กรมชลประทาน, 2548)

4. ขั้นตอนการก่อสร้าง

งานคอนกรีตบดอัด 5 ล้าน ลบ.ม. ใช้เวลาทั้งสิ้น 40 เดือน มีอัตราการทำงานเฉลี่ย 4,500 ลบ.ม./วัน และมีอัตราการทำงานสูงสุดถึง 13,280 ลบ.ม./วัน (กรมชลประทาน, 2547ข) ซึ่งได้จาก โรงผสมคอนกรีตชนิด Continuous Batching Plant ที่มีกำลังผลิต 2×400 ลบ.ม./ชั่วโมง โดยแผนผังการก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพคอนกรีตบดอัดแสดงดังภาพที่ 45 และกระบวนการก่อสร้างที่สำคัญสรุปได้ดังต่อไปนี้



ภาพที่ 45 ขั้นตอนการก่อสร้างและการควบคุมคุณภาพของคอนกรีตบดอัด

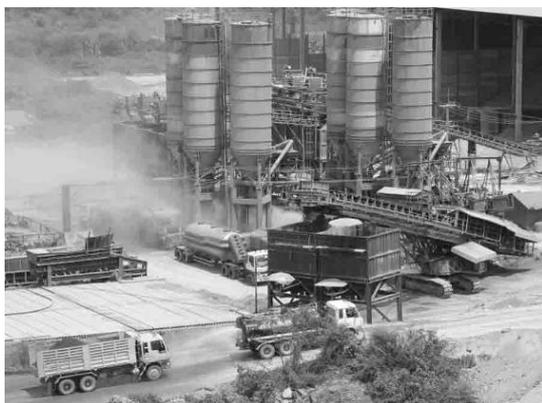
- ส่วนผสม (Mixing) อัตราส่วนผสมของคอนกรีตบดอัดประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 (ASTM C150-00 Type I) ใถ้ลอย (ASTM C618-03 Class C) จากเหมืองแม่เมาะ หิน 3 ขนาด ทรายบด และน้ำ โดยมีอัตราส่วนผสมดังตารางที่ 29 ซึ่งในขณะที่คอนกรีตบดอัดจะต้องควบคุมอุณหภูมิไม่ให้เกิน 30 °C และกำลังรับแรงอัดที่อายุ 91 วันจะต้องไม่น้อยกว่า 150 ksc

ตารางที่ 29 อัตราส่วนผสมในคอนกรีตบดอัด 1 ลบ.ม.

วัสดุ	ซีเมนต์	ใถ้ลอย	น้ำ	หิน			ทราย
				63 มม.	31.5 มม.	16 มม.	
น้ำหนัก (กก.)	90	100	115	648	395	393	673

- การลำเลียงและการบดอัด (Transportation and Compaction) คอนกรีตบดอัดที่ได้จากโรงผสมจะถูกลำเลียงด้วยสายพานไปยังถังพัก (Hopper) เพื่อถ่ายลงให้รถบรรทุกนำไปเทกองในพื้นที่ก่อสร้าง จากนั้นจะใช้รถแทรกเตอร์ (Bulldozer) ดันกองคอนกรีตบดอัดและเกลี่ยปรับระดับด้วยรถเกรด (Grader) ส่วนการบดอัดจะใช้รถบดสันสะเทือนขนาด 10 ตัน วิ่งผ่าน 6 – 8 เที่ยว และในพื้นที่แคบจะใช้รถบดสันสะเทือนเล็กขนาด 0.8 ตัน บดอัดให้ได้ความหนาชั้น 30 ซม. ภายใน 45 นาทีนับจากเริ่มผสม โดยจะต้องได้ความหนาแน่นไม่น้อยกว่า 2,350 กก./ลบ.ม. จากการทดสอบด้วยเครื่อง Nuclear Density ที่ระดับความลึก 15 และ 30 ซม. 2 จุด ต่อพื้นที่การบดอัด 500 ตร.ม. หลังจากนั้นทำการบ่มด้วยรถน้ำฉีดพ่นอย่างต่อเนื่อง 7 วัน ดังแสดงในภาพที่ 46 ส่วนผลการทดสอบความชื้นน้ำผ่านเขื่อน RCC ในระหว่างการก่อสร้างจำนวน 15 หลุมทดสอบ พบว่า มีค่าความชื้นน้ำอยู่ระหว่าง $5.5 \times 10^{-3} - 3.9 \times 10^{-5}$ ซม./วินาที

- การปรับปรุงผิวหน้า (Treatment of Lift Surface) การปรับปรุงรอยต่อระหว่างชั้นของคอนกรีตบดอัดจะพิจารณาตามสภาพและอายุของรอยต่อ คือ รอยต่อที่มีอายุน้อยกว่า 12 ชั่วโมง (Hot Joint) จะทำการปรับปรุงโดยใช้แปรงเหล็ก (Steel Broom) ปั่นผิวหน้าและเก็บเศษวัสดุให้เรียบร้อย ส่วนรอยต่อที่มีอายุระหว่าง 12 – 48 ชั่วโมง (Warm Joint) จะใช้แปรงเหล็กปั่นผิวหน้าร่วมกับใช้แรงดันลม (Air Jet) ขนาด 8 บาร์เป่าผิวหน้า และรอยต่อที่มีอายุมากกว่า 48 ชั่วโมง (Cold Joint) จะใช้แปรงเหล็กปั่นผิวหน้าร่วมกับแรงดันน้ำ (Water Jet) ขนาด 8 บาร์ฉีดล้างผิวหน้า พร้อมทั้งเพิ่มแรงยึดเหนี่ยวระหว่างชั้นด้วยมอร์ต้าหนา 1.5 ซม. นอกจากนี้แล้ว ทุกๆรอยต่อระหว่างชั้นบริเวณด้านเหนือน้ำยังมีมอร์ต้าเพื่อเพิ่มความทึบน้ำ โดยมีความกว้างจากผิวคอนกรีตเสริมเหล็กตั้งแต่ 15 - 4 เมตร (ระดับต่างไปสู่ระดับบน) ดังแสดงในภาพที่ 47



(ก) การลำเลียง



(ข) การเทและเกลี่ยปรับระดับ



(ค) การบดอัด



(ง) การบ่ม

ภาพที่ 46 ขั้นตอนการลำเลียงและการบดอัดคอนกรีตบดอัด

- รอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) มีการทำรอยต่อตามขวางทุกๆ 40 เมตร ตลอดความสูงเขื่อน โดยการฝังแผ่นเหล็กซึ่งหุ้มด้วยแผ่นพลาสติกขณะการเกลี่ยปรับระดับคอนกรีตบดอัด และก่อนที่จะบดอัดจะดึงแผ่นเหล็กออก ลงเหลือแต่แผ่นพลาสติกไว้ นอกจากนี้ ยังติดตั้งยางกันน้ำ (Rubber Waterstop) ตลอดความสูงเขื่อนบริเวณใกล้ผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำ

- ผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ (Upstream and Downstream Face) ก่อนการเทคอนกรีตบดอัดจะต้องทำคอนกรีตหล่อแบบเลื่อน (Slipform Concrete) ด้วยเครื่อง Power Curber ซึ่งมีความเร็ว 1.5 เมตร/วินาที นอกจากนี้ ยังเสริมความทึบน้ำด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete) ระหว่างคอนกรีตบดอัดกับ Slipform Concrete ทั้งนี้ กำลังของ Slipform Concrete และ Reinforced Concrete ที่อายุ 28 วันต้องไม่น้อยกว่า 190 และ 250 ksc ตามลำดับ



(ก) การป้อนผิวหน้าด้วยแประเหล็ก



(ข) การเป่าผิวหน้าด้วยแรงดันลม



(ค) การล้างผิวหน้าด้วยแรงดันน้ำ



(ง) การปูมอร์ต้า

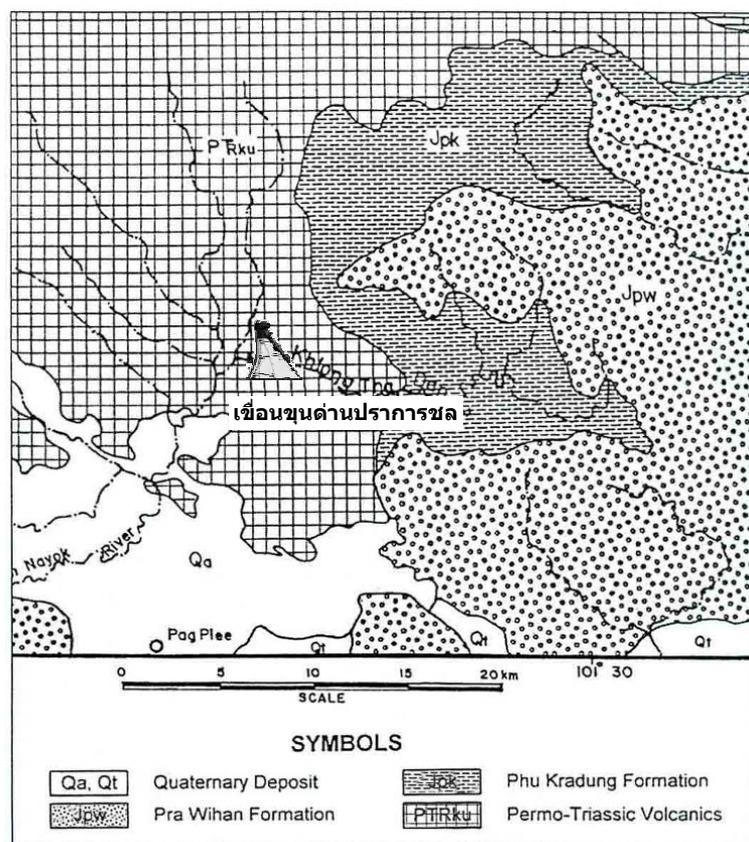
ภาพที่ 47 การปรับปรุงผิวหน้าระหว่างชั้นคอนกรีตบดอัด

- อุโมงค์ (Gallery) การทำอุโมงค์ในตัวเขื่อนมี 2 วิธีตามลักษณะพื้นที่ คือ บริเวณพื้นราบจะใช้แบบเหล็กกันเป็นช่องและปิดทับด้วยแผ่นคอนกรีต Precast ส่วนบริเวณไหล่เขาจะวางแผ่น Precast รูปตัว U โดยกำลังของ Precast ที่อายุ 28 วันต้องไม่น้อยกว่า 300 ksc ส่วนการทำอุโมงค์ในเขาจะใช้วิธีการระเบิดและเสริมความแข็งแรงด้วย Shotcrete, Rock Bolt และ Steel Rib ซึ่งขึ้นอยู่กับสภาพหินในบริเวณนั้นๆ

5. ลักษณะธรณีวิทยา

ฝ่ายสำรวจธรณีวิทยา (2537) รายงานผลการสำรวจลักษณะทางธรณีวิทยาหินฐานรากว่า ฐานรากที่รองรับตัวเขื่อนและพื้นที่อ่างเก็บน้ำเป็นหินภูเขาไฟ (Volcanic Rock) ที่มีความแข็งแรงซึ่งประกอบด้วย Rhyolite, Andesite, Basalt และ Tuff ซึ่งจัดอยู่ในหินหน่วยภูเขาไฟเขาใหญ่ (Khao Yai Volcanics Formation) ยุค Permo-Triassic (200 – 300 ล้านปีก่อน) ส่วนบริเวณเขาสมอปูนซึ่ง

อยู่ทางต้นน้ำของคลองท่าด่านเป็นรอยต่อของหินภูเขาไฟกับหินทราย อยู่ในหินชุดโคราช (Korat Group) ประกอบด้วยหินหน่วยภูกระดึง (Phu Kradung Formation) และหินหน่วยพระวิหาร (Phra Wihan Formation) ยุค Jurassic (140 – 200 ล้านปีก่อน) และในบริเวณที่ราบเชิงเขา ที่ราบลุ่ม และตามลำน้ำประกอบด้วยชั้น Terrace Deposit และ River Deposit ซึ่งเป็นตะกอนขนาดต่างๆ คือ ดินทราย ดินตะกอน ดินเหนียว กรวด โดยมีบางส่วนเป็นหินมนเล็กและหินมนใหญ่ (Cobble-Boulder) ซึ่งจัดอยู่ในยุค Quaternary (ปัจจุบัน – 1.75 ล้านปี) ดังแสดงในภาพที่ 48

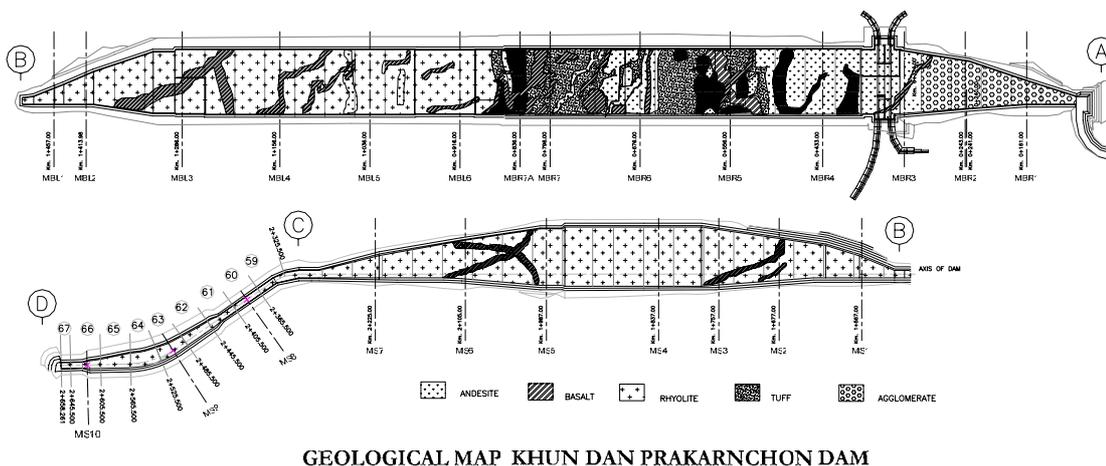


ภาพที่ 48 แผนที่ธรณีวิทยาบริเวณที่ตั้งโครงการ

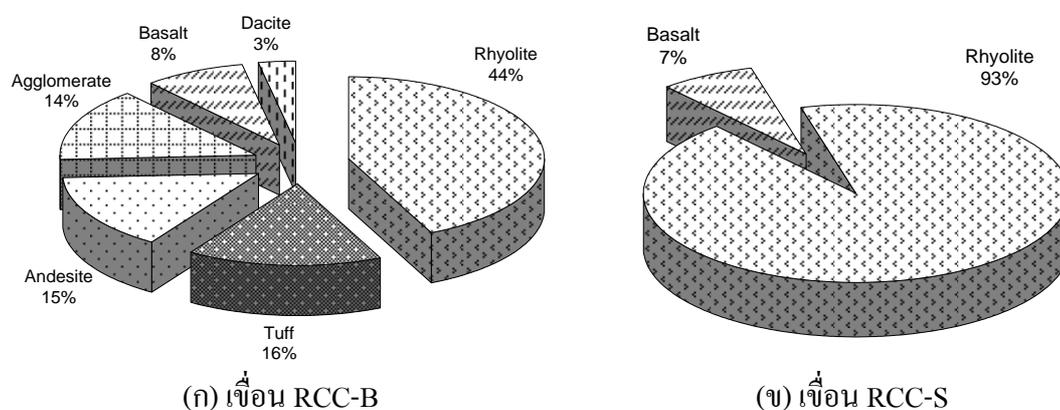
ที่มา: ฝ่ายสำรวจธรณีวิทยา (2537)

กรมชลประทาน (2541ก) รายงานผลการขุดเปิดร่องแก่งเขื่อน พบว่ามีชั้นทรายและกรวด (Overburden) หนา 2 – 9 เมตรปกคลุมชั้นหินภูเขาไฟซึ่งประกอบด้วย Rhyolite, Andesite, Tuff, Basalt และ Agglomerate ซึ่งส่วนใหญ่แล้วหินฐานรากจะเป็น Rhyolite ยกเว้นร่องแก่งเขื่อน RCC-B ที่มีหินหลากหลายชนิดโดยเฉพาะบริเวณพื้นราบซึ่งเป็นแนวร่องน้ำเดิม ดังภาพที่ 49 แสดงสภาพธรณีวิทยาแนวแก่งเขื่อน และภาพที่ 50 แสดงสัดส่วนชนิดหินของแนวแก่งเขื่อน ทั้งนี้ Srisutam

(2003) ได้ศึกษาลักษณะธรณีวิทยาพบว่าส่วนใหญ่มีรอยเลื่อนหรือรอยเอนขนาดเล็ก (Minor fault/shear) และพบแนว Fault และ Lineament ชัดเจน 2 แนวคือ แนว NW-SE กับแนว NE-SW ซึ่ง มีรอยแตก (Joint) ในแนวตั้งเป็นหลัก



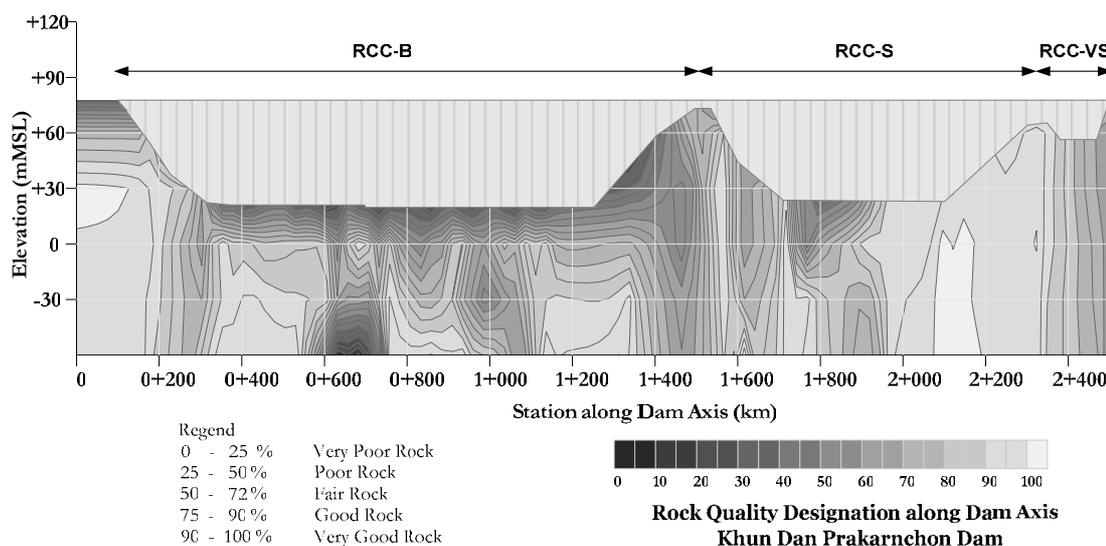
ภาพที่ 49 สภาพธรณีวิทยาฐานรากเขื่อน RCC-B, RCC-S และ RCC-VS



ภาพที่ 50 สัดส่วนชนิดหินฐานรากเขื่อนคอนกรีตบดอัด

ที่มา: ลูติพร (2548)

กรมชลประทาน (2541ก) กล่าวว่าหินฐานรากโดยรวมมีค่า RQD เฉลี่ย 70 – 100 % จัดอยู่ในระดับ Fair – Excellent แต่บริเวณที่ราบ (Flood Plain) และฐานยื่นฝั่งซ้ายของเขื่อน RCC-B มีค่า RQD ต่ำ การผุพังสูง และมีรอยแตกค่อนข้างมาก ดังแสดงในภาพที่ 51

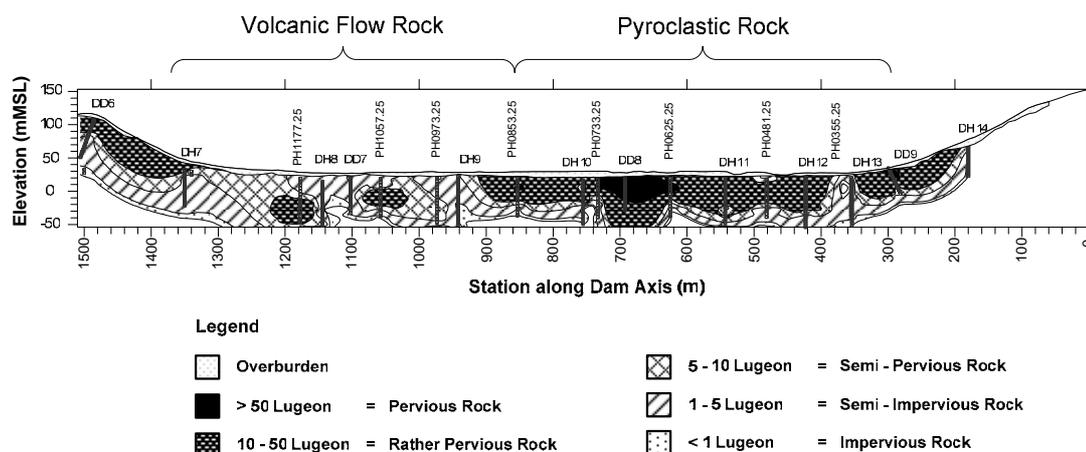


ภาพที่ 51 เส้นชั้น RQD ของหินฐานรากตามแนวแกนเขื่อนคอนกรีตบดอัด

ที่มา: ฐิติพร (2548)

กรมชลประทาน (2541ก, 2544) สรุปผลการทดสอบหาค่าความซึมน้ำจากหลุมเจาะสำรวจ ในช่วงศึกษาความเหมาะสมจำนวน 53 หลุม และ 14 หลุมในช่วงการออกแบบ พบว่าหินด้านบน ส่วนใหญ่มีค่าความซึมน้ำมากกว่า 5 Lugeon และมีค่าลดลงตามความลึก บริเวณเขื่อน RCC-B กม. 0+200 ถึง 0+900 มีค่าความซึมน้ำสูงมากกว่า 10 Lugeon โดยเฉพาะบริเวณ กม. 0+700 มีค่าสูงมากกว่า 50 Lugeon ส่วนช่วง กม. 0+900 ถึง 1+400 และเขื่อน RCC-S มีสภาพหินดีกว่าและมีค่าความซึมน้ำน้อยกว่า 10 Lugeon ดังภาพที่ 52 แสดงเส้นชั้นค่าความซึมน้ำ (Lugeon Map) ของหินฐานรากเขื่อน RCC-B และจากผลการทดสอบด้วยวิธีแรงดันน้ำ (Water Pressure Test) พบว่าการไหลของน้ำผ่านรอยแตก (Joint) ประมาณ 65% จะเป็นการไหลแบบราบเรียบ (Laminar Flow)

เขื่อนดินปิดช่องเขาต่ำมีคุณภาพหินฐานรากที่ค่อนข้างต่ำ ประกอบด้วย Tuff และ Andesite มีแนวรอยเลื่อนที่ไม่เคลื่อนไหว (Inactive Fault) กว้าง 50 เมตรพาดผ่านศูนย์กลางเขื่อน ส่วนชั้นหินฐานรากที่รองรับอ่างเก็บน้ำและขอบอ่างเป็นหินภูเขาไฟเช่นเดียวกับหินฐานรากบริเวณแนวเขื่อน ซึ่งมีเนื้อแน่นและแข็งถึงแข็งมาก จัดเป็นหินประเภท Insoluble Rock และไม่พบร่องรอยการเกิดแผ่นดินถล่มขนาดใหญ่ในอดีตที่อาจเป็นอันตรายต่ออ่างเก็บน้ำ (ฝ่ายสำรวจธรณีวิทยา, 2537)



ภาพที่ 52 ระดับความซึมน้ำของหินฐานรากแนวแกนเขื่อน RCC-B

ที่มา: ชีโนรส (2546)

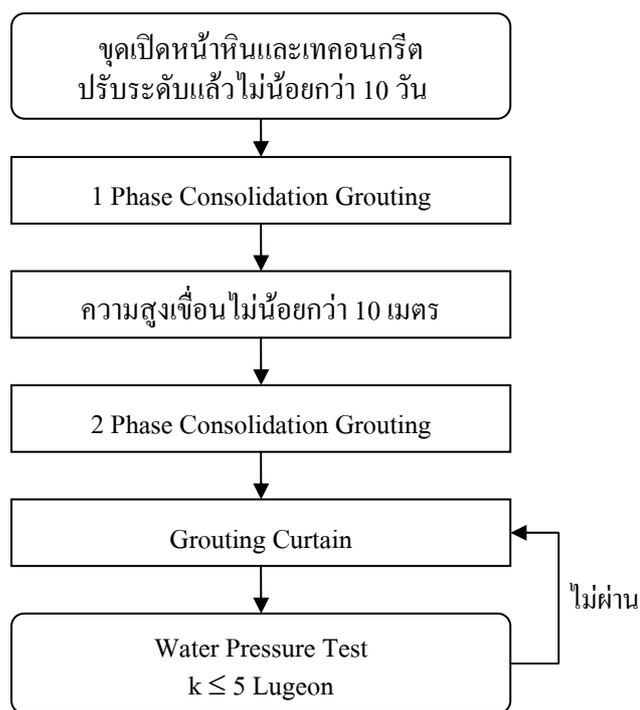
Phuntumat (1997) ทำการทดสอบวัสดุหิน (Intact rock) ในห้องปฏิบัติการซึ่งได้จากการเจาะเก็บตัวอย่างขนาด \varnothing 54 มม. (NX) จำนวน 53 หลุม สรุปได้ว่าหินภูเขาไฟทั้ง 4 ชนิดคือ Rhyolite, Andesite, Agglomerate และ Tuff มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่ดีและใกล้เคียงกันคือ เป็นหินที่มีความหนาแน่นสูง มีความพรุนต่ำ มีความทนทานและความแข็งแรงสูง เหมาะสมที่จะเป็นฐานรากสำหรับรองรับเขื่อนคอนกรีตบดอัด ดังแสดงในตารางผนวกที่ 6

6. การปรับปรุงคุณภาพหินฐานราก

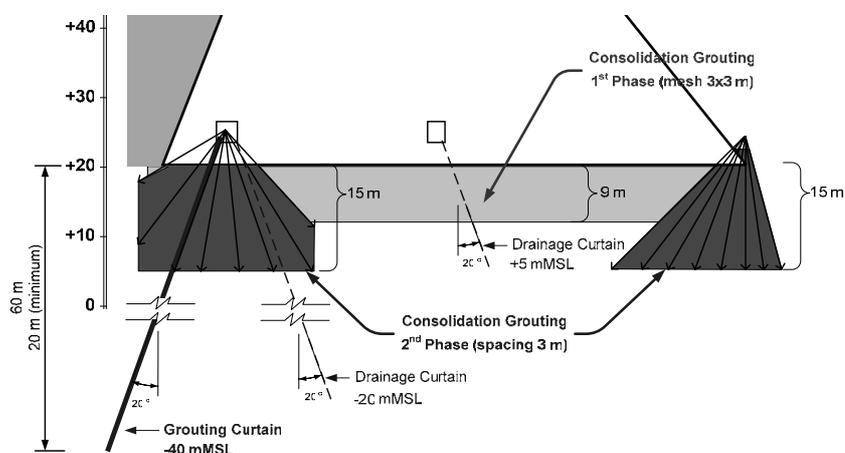
กรมชลประทาน (2544) เลือกใช้การปรับปรุงคุณภาพหินฐานรากโดยวิธีการอัดฉีดน้ำปูน เพื่อให้ชั้นหินฐานรากมีความแข็งแรงเพิ่มขึ้น, ลดการรั่วซึม, ลดความเร็วของน้ำที่ไหลลอดใต้ฐานเขื่อนและอุดช่องว่างระหว่างชั้นหินฐานรากกับคอนกรีตปรับระดับ พร้อมทั้งทำม่านระบายน้ำ (ลึก 15 – 40 เมตร) เพื่อลดแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน โดยผลจากการปรับปรุงดังกล่าว จะทำให้หินฐานรากสามารถรองรับน้ำหนักเขื่อนได้อย่างมั่นคงและสามารถเก็บกักน้ำได้อย่างมีประสิทธิภาพ

งานอัดฉีดน้ำปูนในหินฐานรากประกอบด้วย งานอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้นชั้นที่ 1 (First Phase Consolidation Grouting) งานอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้นชั้นที่ 2 (Second Phase Consolidation Grouting) และงานอัดฉีดม่านน้ำปูน (Grouting Curtain) โดยมีแผนผังการทำงานและรูปแบบของการอัดฉีดน้ำปูนดังแสดงในภาพที่ 53 และ 54 ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

งานอัดฉีดน้ำปูนระดับต้นขั้นที่ 1 (1st Phase Consolidation Grouting) มีวัตถุประสงค์หลัก เพื่อเพิ่มความแข็งแรงให้กับชั้นฐานรากด้วยการอัดฉีดน้ำปูนแรงดันต่ำ (3 – 5 bar) ในบริเวณร่อง แกนเขื่อนทั้งหมด โดยเริ่มอัดฉีดน้ำปูนหลังจากเทคอนกรีตปรับระดับ (Leveling Concrete) ไม่น้อยกว่า 10 วันเพื่อไม่ให้รบกวนการพัฒนากำลังของคอนกรีตปรับระดับ มีระยะห่างระหว่างหลุม 3 × 3 เมตร ความลึกหลุมเจาะ 9 เมตร



ภาพที่ 53 ขั้นตอนการทำงานอัดฉีดน้ำปูน



ภาพที่ 54 รูปแบบการอัดฉีดน้ำปูนในหินฐานราก

งานอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้นขั้นที่ 2 (2nd Phase Consolidation Grouting) เป็นการอัดฉีดน้ำปูนแรงดันสูง (5 – 9 bar) ในบริเวณฐานเขื่อนด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำซึ่งเป็นบริเวณที่เกิด Stress Concentration สูง โดยเริ่มอัดฉีดน้ำปูนหลังจากเขื่อนสูงไม่น้อยกว่า 10 เมตร มีความลึกหลุมเจาะ 15 เมตร ระยะห่างระหว่างหน้าตัด 3 เมตร ทำเป็นรูปพัด 8 แฉก ทำมุม 15° – 30° กับแนวตั้ง

งานอัดฉีดม่านน้ำปูน (Grouting Curtain) มีวัตถุประสงค์เพื่อให้ชั้นหินมีความทึบน้ำมากที่สุด เป็นการอัดฉีดน้ำปูน (5 – 20 bar) ทำมุม 20° ไปทางด้านเหนือน้ำ โดยมีความลึกของการอัดฉีดน้ำปูน 20 – 60 เมตร หลุมเจาะจะมีลำดับเป็นขั้น ๆ เริ่มจากหลุมลำดับที่ 1 (Primary Hole) หลุมลำดับที่ 2 (Secondary Hole) และหลุมลำดับที่ 3 (Tertiary Hole) มีระยะห่าง 12, 6, และ 3 เมตร ตามลำดับ และหากผลการอัดฉีดน้ำปูนในหลุมลำดับที่ 3 มีค่าเกินกว่า 100 กิโลกรัม/เมตร จะต้องอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มเติมในหลุมลำดับที่ 4 (Quaternary) ระหว่างหลุมลำดับที่ 3 ต่อไป

การเจาะหลุมอัดฉีดน้ำปูนจะใช้ Rotary Percussion เจาะหลุมขนาด \varnothing 3 นิ้ว ซึ่งส่วนผสมน้ำปูนประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ (ASTM C150-00 Type III), น้ำ, เบนโทไนท์ และสารผสมเพิ่ม (Water-Reducing and Retarding Admixture) ซึ่งมีอัตราส่วนผสมสอดคล้องกับประเภทของการอัดฉีดน้ำปูน ดังตารางที่ 30 คือ น้ำปูนในงานอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้นซึ่งใช้สำหรับเพิ่มกำลังรับน้ำหนักจะมีความหนืดสูงกว่าน้ำปูนในงานอัดฉีดม่านน้ำปูนที่ใช้สำหรับเพิ่มความทึบน้ำ

ตารางที่ 30 อัตราส่วนผสมที่ใช้ในงานอัดฉีดน้ำปูน (โดยน้ำหนัก)

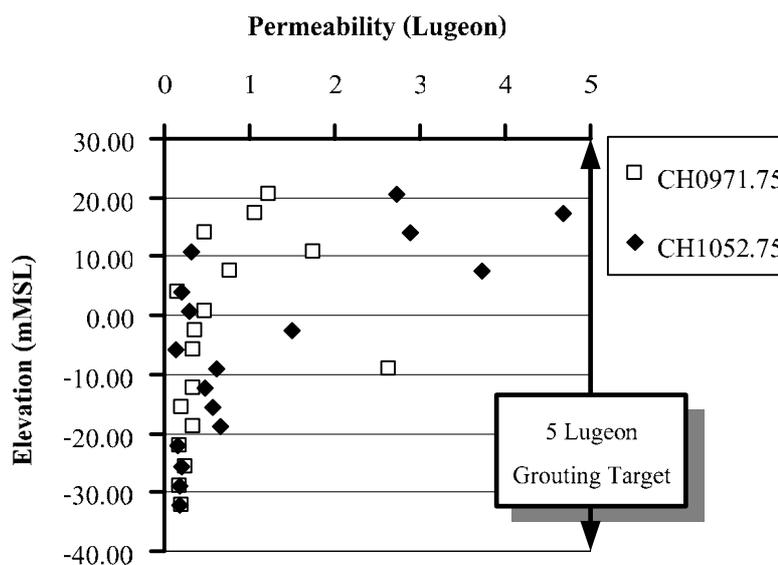
ชนิดของงานอัดฉีดน้ำปูน	ซีเมนต์	น้ำ	เบนโทไนท์	สารผสมเพิ่ม
งานอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้น	1	1.0 – 1.1	0.012	0.005
งานอัดฉีดม่านน้ำปูน	1	1.0 – 1.3	0.012	0.005

ที่มา: กรมชลประทาน (2544)

การอัดฉีดน้ำปูนจะดำเนินการต่อเนื่องจนกระทั่งถึง Absolute Refusal คือ อัดฉีดน้ำปูนเข้าไปในหลุมเจาะน้อยกว่า 15 ลิตร/5 นาที ที่ความดันสูงสุดของการอัดฉีดในช่วงนั้นเป็นเวลานาน 15 นาที ส่วนการทดสอบหาค่าความซึมน้ำจะใช้วิธีทดสอบแรงดันน้ำ (Water Pressure Test) โดยค่าความซึมน้ำของม่านอัดฉีดน้ำปูนต้องไม่เกิน 5 Lugeon

ผลการอัดฉีดน้ำปูนพบว่า ปริมาณผงซีเมนต์กับค่าความซึมน้ำของหินมีความสัมพันธ์ที่ไม่ชัดเจน และเนื่องจากรอยแตกส่วนใหญ่มีมุมลาดเทเกือบอยู่ในแนวตั้ง จึงอาจทำให้หลุมเจาะไม่ติดกับรอยแตก ดังนั้นจึงอาจมีการอัดฉีดน้ำปูนไปจนถึงหลุมลำดับที่ 4 เพื่อให้มั่นใจได้ว่ามานอัดฉีดน้ำปูนจะมีค่าความซึมน้ำได้ตามเป้าหมาย

การทดสอบหาค่าความซึมน้ำของมานอัดฉีดน้ำปูน 2 หลุม จำนวน 32 ค่า ที่ตำแหน่ง กม. 0+971.75 และที่ กม. 1+052.75 มีความลึก 90 ม. พบว่าความซึมน้ำของมานอัดฉีดน้ำปูนมีการกระจายตามความลึกดังภาพที่ 55 โดยหินฐานรากที่ระดับตั้งแต่ +20 ถึง -10 ม.รทก. มีค่าความซึมน้ำสูงกว่าระดับลึก แต่ค่าความซึมน้ำทั้งหมดยังคงมีค่าต่ำกว่า 5 Lugeon ตามที่ตั้งไว้ โดยผลการทดสอบส่วนใหญ่มีค่าความซึมน้ำอยู่ระหว่าง 0.2 – 0.6 Lugeon ค่าเฉลี่ย 0.5 Lugeon และมีค่าความซึมน้ำ 1.0 Lugeon ที่ระดับความเชื่อมั่น 90% (ซิโนรส, 2546)



ภาพที่ 55 ค่าความซึมน้ำของมานอัดฉีดน้ำปูนที่ระดับความลึกต่างๆ

ที่มา: ซิโนรส (2546)

7. เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนขนานปราการชลในส่วนของเขื่อนคอนกรีตบดอัดที่กำหนดจากแบบก่อสร้างมี 5 ประเภท ต่อมาทางมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ซึ่งเป็นวิศวกรที่ปรึกษางานเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนได้แนะนำให้ติดตั้งเพิ่มเติมในระหว่างการก่อสร้างอีก 2 ประเภท คือ มาตรวัดปริมาณน้ำ (Seepage Flowmeter) และบ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well) เพื่อต้องการตรวจสอบพฤติกรรมการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนและฐานราก รวมทั้งการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำใต้ดินซึ่งเป็นส่วนสำคัญในการประเมินความปลอดภัยเขื่อนเมื่อเริ่มใช้งาน

ดังนั้น เครื่องมือวัดที่ติดตั้งในเขื่อนจึงมีทั้งหมด 7 ประเภท จำนวน 550 ตำแหน่ง ซึ่งแต่ละประเภทในแต่ละตำแหน่งจะตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนได้แตกต่างกันไป โดยแบ่งได้เป็น 4 กลุ่มตามพฤติกรรมที่ตรวจวัดคือ กลุ่มตรวจวัดอุณหภูมิในตัวเขื่อน คือ มาตรวัดอุณหภูมิ (Thermocouple), กลุ่มตรวจวัดการไหลซึม คือ มาตรวัดปริมาณน้ำ (Seepage Flowmeter), กลุ่มตรวจวัดความดันน้ำ คือ มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer) และบ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well) และกลุ่มตรวจวัดการเคลื่อนตัว คือ มาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter) ดิ่งวัดการเคลื่อนตัว (Pendulum) และหมุดสำรวจ (Survey Station) โดยจำนวนและวัตถุประสงค์ของเครื่องมือแต่ละประเภทแสดงดังตารางที่ 31

เครื่องมือวัดจะถูกติดตั้งไปพร้อมๆกันกับการก่อสร้างเขื่อน โดยมีการติดตั้งทั้งในหินฐานราก ภายในตัวเขื่อนและภายนอกตัวเขื่อนซึ่งขึ้นอยู่กับวัตถุประสงค์ของเครื่องมือวัดแต่ละประเภท ดังภาพที่ 56 และ 57 แสดงตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือวัด ซึ่งอาจจำแนกได้เป็น 2 กลุ่มตามรูปแบบการติดตั้ง คือ เครื่องมือวัดที่ติดตั้งตามหน้าตัดเขื่อน ได้แก่ Thermocouple, Piezometer, Observation Well และ Pendulum อีกกลุ่มเป็นเครื่องมือวัดที่ติดตั้งตลอดแนวเขื่อน ได้แก่ Seepage Flowmeter, Jointmeter และ Survey Station

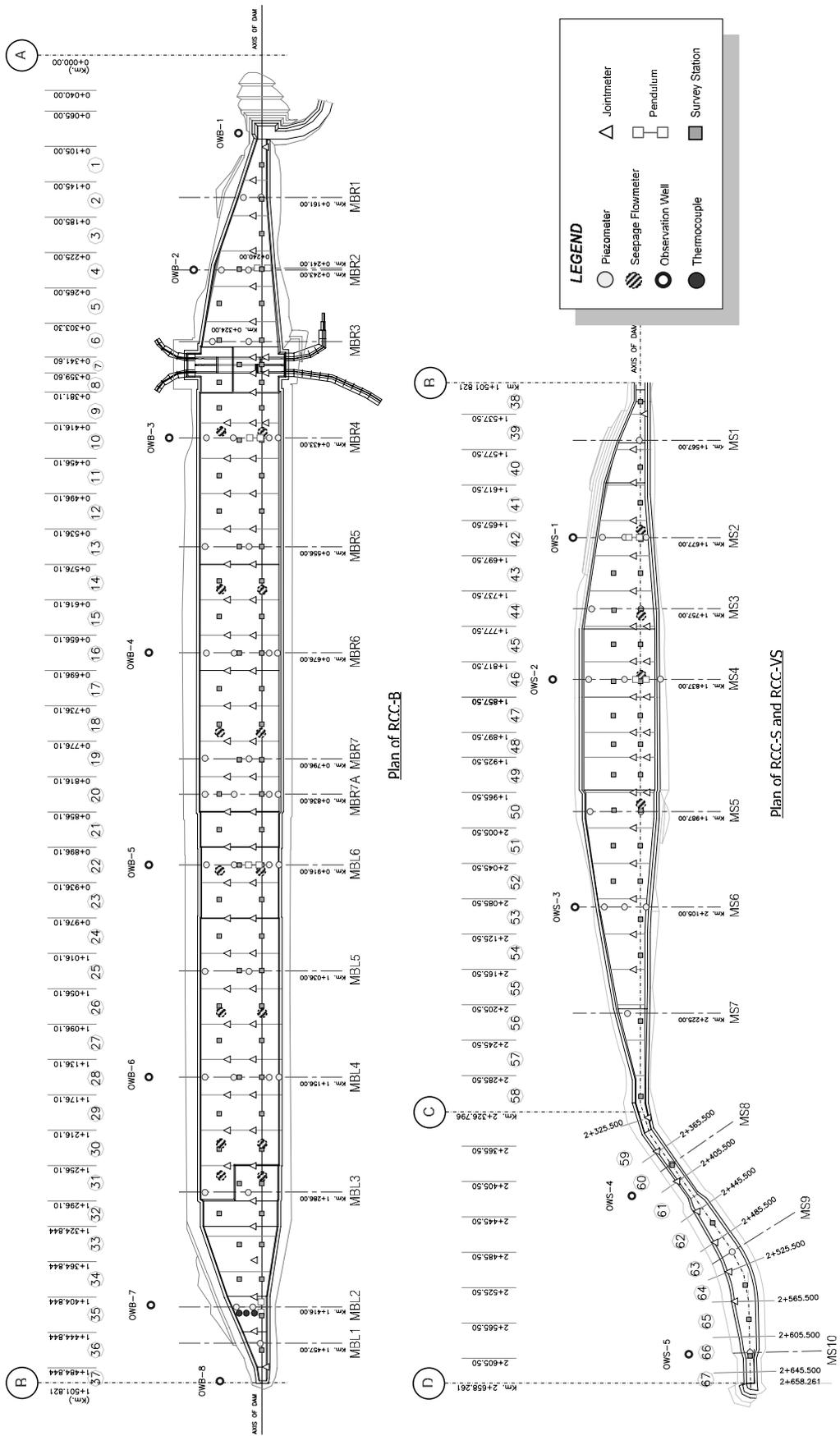
ตารางที่ 31 เครื่องมือวัดที่ติดตั้งในเขื่อนคอนกรีตบดอัด

ประเภทเครื่องมือวัด	จำนวน	วัตถุประสงค์
1) Thermocouple (T)	139 หัว	วัดอุณหภูมิภายในตัวเขื่อน
2) Seepage Flowmeter (FM)	80 ชุด	วัดปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก
3) Piezometer (P)	106 หัว	วัดความดันน้ำใต้ฐานเขื่อน
4) Observation Well (OW)	13 ชุด	วัดระดับน้ำใต้ดินที่เปลี่ยนแปลง
5) Jointmeter (JM)	100 ชุด	วัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อระหว่างบล็อค
6) Pendulum (Pen)	12 ชุด	วัดการเอียงตัวและการเลื่อนไถลของตัวเขื่อน
7) Survey Station (ST)	100 จุด	วัดการเคลื่อนตัวที่ผิวเขื่อน

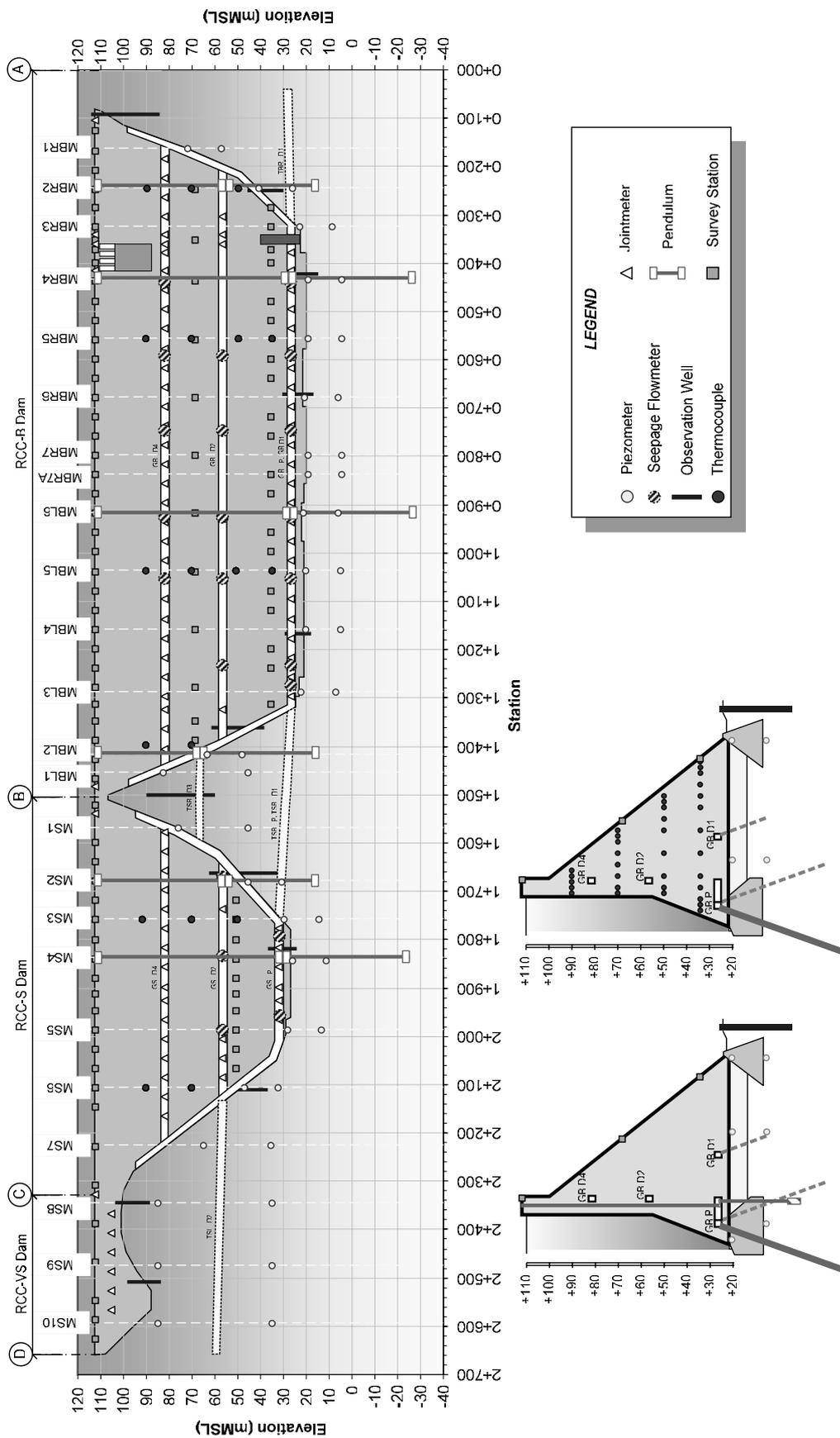
การอ่านค่าเครื่องมือวัดแบ่งได้เป็น 2 กลุ่ม คือ การอ่านค่าด้วยเครื่องอ่าน ณ ตำแหน่งที่ติดตั้ง ได้แก่ Seepage Flowmeter, Observation Well, Jointmeter, Pendulum (Manual) และ Survey Station ส่วนอีกกลุ่มเป็นการอ่านค่าด้วยระบบวัดทางไกลที่ห้องอ่านค่า (Instrument Chamber) ด้วยการ ใช้ Portable Data Logger หรือใช้คอมพิวเตอร์เชื่อมต่อกับ Terminal Box ได้แก่ Thermocouple, Piezometer และ Pendulum (Automatic) โดยมีความถี่ในการอ่านค่าดังตารางที่ 32 ส่วนรายละเอียดการติดตั้งและลักษณะเครื่องมือวัดแต่ละประเภทจะแสดงไว้ในภาคผนวก ก

ตารางที่ 32 ความถี่ในการอ่านค่าเครื่องมือวัด

ประเภทเครื่องมือวัด	ความถี่ในการอ่านค่า		
	ระหว่างการก่อสร้าง	เก็บน้ำ 2 ปีแรก	เก็บน้ำในปีถัดไป
1) Thermocouple	วันละ 2 ครั้ง นาน 1 สัปดาห์ ทุก 1 วัน นาน 2 สัปดาห์ ทุก 1 สัปดาห์	ทุก 1 เดือน (ไม่จำเป็นต้องอ่านค่า เมื่ออุณหภูมิเริ่มคงที่)	ทุก 1 เดือน (ไม่จำเป็นต้องอ่านค่า เมื่ออุณหภูมิเริ่มคงที่)
2) Seepage Flowmeter	ทุก 2 สัปดาห์	ทุก 2 สัปดาห์	ทุก 1 – 2 เดือน
3) Piezometer	ทุก 1 วัน นาน 10 วัน ทุก 2 สัปดาห์	ทุก 1 สัปดาห์	ทุก 1 เดือน
4) Observation Well	ทุก 2 สัปดาห์	ทุก 2 สัปดาห์	ทุก 1 – 2 เดือน
5) Jointmeter	ทุก 2 สัปดาห์	ทุก 2 สัปดาห์	ทุก 1 – 2 เดือน
6) Pendulum	ทุก 2 สัปดาห์	ทุก 2 สัปดาห์	ทุก 1 – 2 เดือน
7) Survey Station	ทุก 1 เดือน	ทุก 1 เดือน	ทุก 3 – 6 เดือน



ภาพที่ 56 แบบแปลนแสดงตำแหน่งเครื่องมือวัด



ภาพที่ 57 รูปตัดตามยาวและตามขวางแสดงตำแหน่งเครื่องมือวัด

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

1. อุปกรณ์ภาคสนาม

เครื่องมือวัดที่ใช้ติดตามพฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชลมี 7 ประเภท ดังต่อไปนี้

1) Thermocouple	จำนวน	139	หัว
2) Seepage Flowmeter แบบ V-Notch Weir 90°	จำนวน	80	ชุด
3) Piezometer ชนิด Vibrating Wire	จำนวน	106	หัว
4) Observation Well	จำนวน	13	ชุด
5) Jointmeter	จำนวน	100	ชุด
6) Pendulum	จำนวน	12	ชุด
7) Survey Station	จำนวน	100	จุด

สายสัญญาณของ Thermocouple, Piezometer และ Pendulum (Automatic) จะถูกรวบรวมเข้าสู่ Terminal Box ในห้องอ่านค่า (Instrument Chamber) ส่วนเครื่องมือวัดประเภทอื่นต้องทำการตรวจวัด ณ ตำแหน่งนั้นๆ ซึ่งตำแหน่งที่ติดตั้งเครื่องมือวัดประเภทต่างๆ แสดงไว้ในภาพที่ 56 และ 57 โดยมีรายละเอียดเครื่องมือวัด การติดตั้งและการอ่านค่า แสดงไว้ในภาคผนวก ก

2. อุปกรณ์สำหรับการวิเคราะห์

- 1) เครื่องไมโครคอมพิวเตอร์
- 2) โปรแกรมช่วยในการนำเสนอข้อมูลและแสดงภาพ คือ Auto Cad, Photoshop, Microsoft Visio และ Golden Surfer
- 3) โปรแกรมช่วยในการวิเคราะห์ผลและจัดทำรูปเล่ม คือ Microsoft Excel, Microsoft Access และ Microsoft Word

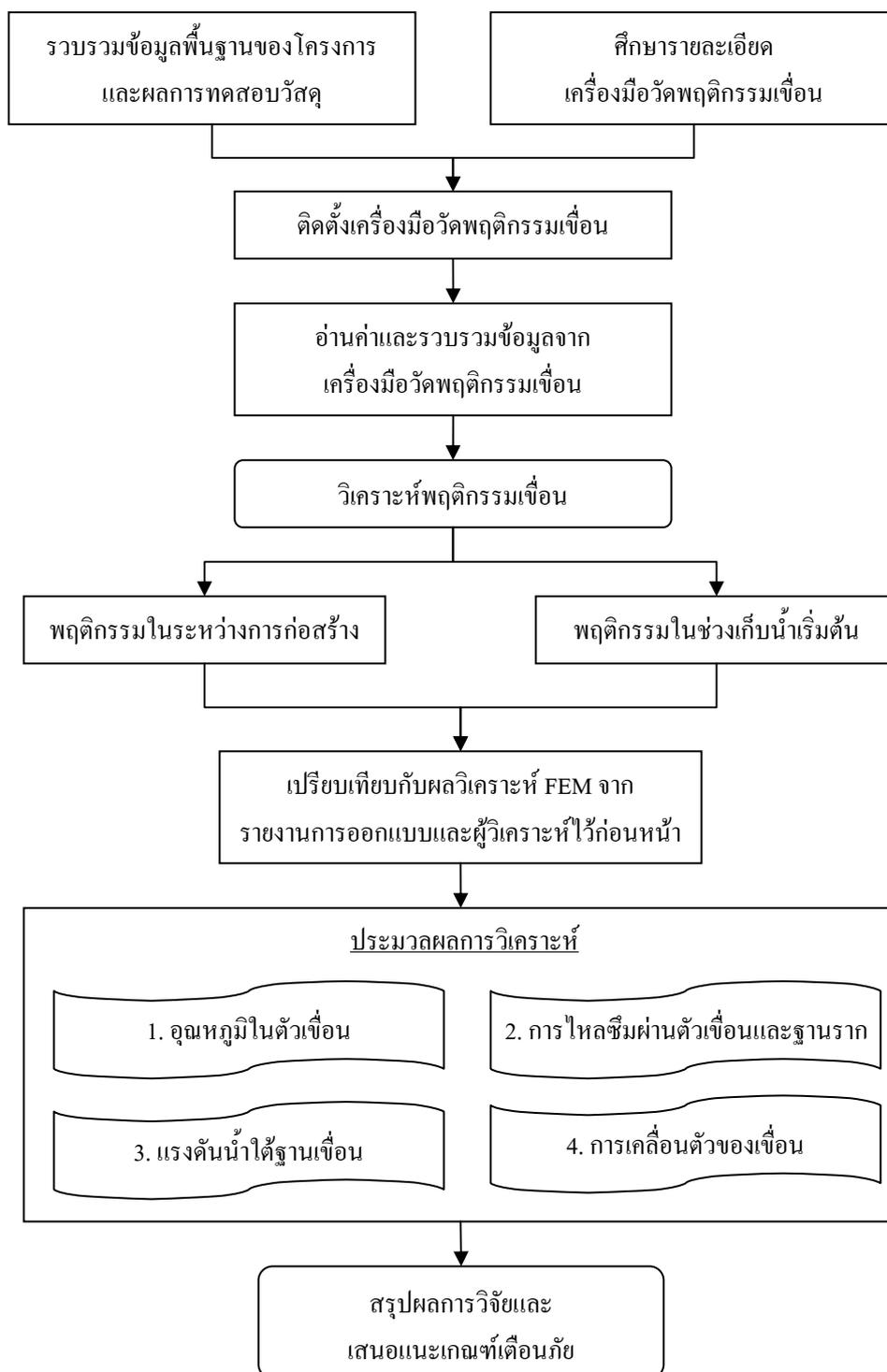
วิธีการ

การวิจัยนี้ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชล ซึ่งได้จากการตรวจวัดด้วยเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน 7 ประเภทที่ถูกติดตั้งจำนวน 550 ตำแหน่ง มีขั้นตอนการดำเนินการวิจัยแสดงเป็นแผนผังดังภาพที่ 58 โดยเริ่มจากการรวบรวมข้อมูลพื้นฐานของโครงการและผลการทดสอบวัสดุ ศึกษารายละเอียดเครื่องมือวัดและทำการติดตั้งเครื่องมือวัดเพื่อทำการอ่านค่า แล้วนำข้อมูลที่ได้จากการอ่านค่ามาประมวลผลเพื่อวิเคราะห์และสรุปถึงพฤติกรรมเขื่อนที่เกิดขึ้น พร้อมทั้งทำการเปรียบเทียบพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงกับรายงานการออกแบบหรือผลวิเคราะห์ที่มีผู้ทำไว้ก่อนหน้า จากนั้นจึงสรุปผลการวิจัยและเสนอแนะเกณฑ์เตือนภัยในเบื้องต้น ดังรายละเอียดต่อไปนี้

1. การรวบรวมข้อมูลพื้นฐานของโครงการและผลการทดสอบวัสดุ

ข้อมูลพื้นฐานของโครงการเป็นข้อมูลเกี่ยวกับขนาด รูปร่าง และตำแหน่งต่างๆของตัวเขื่อนและหินฐานราก ส่วนผลการทดสอบวัสดุ ได้แก่ ผลการทดสอบค่าคุณสมบัติทางกายภาพและคุณสมบัติทางวิศวกรรมจากห้องปฏิบัติการและในสนามของทั้งตัวเขื่อนและหินฐานราก ซึ่งข้อมูลเหล่านี้ได้จากการเก็บรวบรวมข้อมูลในสนามบางส่วนประกอบด้วยเอกสารต่างๆ ดังนี้

- 1) แบบก่อสร้าง (Construction Drawing)
- 2) รายงานเงื่อนไขการออกแบบเขื่อน (Design Criteria)
- 3) ข้อมูลการเจาะสำรวจหินฐานราก (Drill Hole Logging)
- 4) แผนที่ทางธรณีวิทยา (Geology Map)
- 5) รายงานการอบรมทางวิชาการ (Technical Report)



ภาพที่ 58 แผนผังแสดงขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

2. การศึกษารายละเอียดเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

ทำการศึกษารายละเอียดเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนที่จะติดตั้งในเขื่อนคอนกรีตบดอัดทั้ง 7 ประเภท คือ Thermocouple, Seepage Flowmeter, Piezometer, Observation Well, Jointmeter, Pendulum และ Survey Station ซึ่งได้จากการศึกษาในสนามและเอกสารต่างๆ ดังนี้

- 1) ข้อเสนอทางด้านเทคนิค (Technical Specification Report)
- 2) แบบเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน (Instrumentation Drawing)
- 3) รายงานการอบรมทางวิชาการ (Technical Report)

3. การติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

ควบคุมการติดตั้งเครื่องมือวัดต่างๆ ทั้ง 7 ประเภท ทั้งในช่วงระหว่างการก่อสร้างและเสร็จสิ้นการก่อสร้าง เพื่อศึกษาพฤติกรรมที่เกิดขึ้นภายในตัวเขื่อนและฐานราก ซึ่งจำแนกได้เป็น 2 กลุ่มตามรูปแบบการติดตั้ง คือ เครื่องมือวัดที่ติดตั้งตามหน้าตัดเขื่อน ได้แก่ Thermocouple, Piezometer, Observation Well และ Pendulum อีกกลุ่มเป็นเครื่องมือวัดที่ติดตั้งตลอดแนวเขื่อน ได้แก่ Seepage Flowmeter, Jointmeter และ Survey Station โดยมีตำแหน่งการติดตั้งดังแสดงในภาพที่ 56 และ 57 ส่วนรายละเอียดการติดตั้งแสดงไว้ในภาคผนวก ก

4. การอ่านค่าและรวบรวมข้อมูลจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

ในระหว่างการก่อสร้างจะทำการอ่านค่าเครื่องมือวัดโดยผู้รับจ้าง และอ่านค่าต่อเนื่องโดยบุคลากรของฝ่ายก่อสร้างและฝ่ายบำรุงรักษาของกรมชลประทานภายหลังการก่อสร้าง ซึ่งการอ่านค่าทั้ง 2 ช่วงนี้จะอยู่ภายใต้คำแนะนำและร่วมอ่านค่าโดยมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ในฐานะที่ปรึกษาโครงการ การอ่านค่าเครื่องมือวัดแบ่งเป็น 2 กลุ่ม คือ การอ่านค่าด้วยเครื่องอ่าน ณ ตำแหน่งที่ติดตั้ง ได้แก่ Seepage Flowmeter, Observation Well, Jointmeter, Pendulum (Manual) และ Survey Station ส่วนอีกกลุ่มเป็นการอ่านค่าด้วยระบบวัดทางไกลที่ห้องอ่านค่า ได้แก่ Thermocouple, Piezometer และ Pendulum (Automatic) ดังรายละเอียดในภาคผนวก ก และบันทึกค่าที่ตรวจวัดได้ลงในแบบฟอร์มดังตัวอย่างในภาคผนวก ข

ส่วนความถี่ในการอ่านค่านี้จะดำเนินการให้เหมาะสมกับช่วงเวลาการก่อสร้าง หรือ เหตุการณ์ผิดปกติที่เกิดขึ้น โดยมีการปรับเปลี่ยนให้เหมาะสมกับสภาพความพร้อมของบุคคลและ สภาพหน้างาน ซึ่งโดยทั่วไปจะมีความถี่ในการอ่านค่าดังแสดงในตารางที่ 32

การรวบรวมข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดเครื่องมือวัดนั้น จะทำการจัดเก็บเป็นเอกสาร ร่วมกับการป้อนข้อมูลลงในคอมพิวเตอร์โดยใช้โปรแกรม Microsoft Excel และ Microsoft Access เป็นโปรแกรมสำหรับจัดเก็บข้อมูล ทั้งนี้ ได้มีการจัดเก็บข้อมูลตั้งแต่เดือนกุมภาพันธ์ พ.ศ.2544 ซึ่งเป็นช่วงเริ่มการก่อสร้างตัวเขื่อนจนกระทั่งเสร็จสิ้นการเก็บกักน้ำปีที่ 2 ในเดือนกุมภาพันธ์ พ.ศ. 2550 (ผู้วิจัยได้เริ่มจัดทำตั้งแต่เดือนกันยายน พ.ศ.2546 ส่วนข้อมูลในระยะแรกได้จากผู้ที่ทำวิจัยไว้ ก่อนหน้า)

5. การวิเคราะห์พฤติกรรมเขื่อนและสรุปผลการวิจัย

นำข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนทั้งในระหว่างการก่อสร้างและเก็บน้ำ 2 ปี แรกมาวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม Microsoft Excel และ Microsoft Access ช่วยในการคำนวณ แล้ว แสดงผลการวิเคราะห์ในรูปแบบกราฟข้อมูล/เวลา กราฟข้อมูล/ระดับน้ำ/เวลา กราฟข้อมูล/การ ก่อสร้าง/เวลา กราฟข้อมูล/อัตราการบดอัด และเส้นชั้นข้อมูล (Contour) ของหน้าตัดเขื่อน โดยใช้ โปรแกรม Microsoft Excel และ Golden Surfer ช่วยในการแสดงผล

พฤติกรรมเขื่อนที่เกิดขึ้นจำแนกได้เป็น 4 กลุ่มตามประเภทของเครื่องมือวัดคือ พฤติกรรม ด้านอุณหภูมิในตัวเขื่อน ได้จากการตรวจวัด Thermocouple พฤติกรรมด้านการไหลซึม ได้จากการ ตรวจวัด Seepage Flowmeter พฤติกรรมด้านแรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อน ได้จากการตรวจวัด Piezometer และ Observation Well และพฤติกรรมด้านการเคลื่อนตัว ได้จากการตรวจวัด Jointmeter, Pendulum และ Survey Station โดยแต่ละกลุ่มพฤติกรรมมีวิธีการวิเคราะห์แตกต่างกัน ดังแสดงในตารางที่ 33

พฤติกรรมที่เกิดขึ้นแต่ละกลุ่มจะถูกนำไปใช้ตรวจสอบสถานะความปลอดภัยเขื่อนทั้งใน ระหว่างการก่อสร้างและในช่วงเก็บกักน้ำ รวมทั้งนำผลที่ได้จากการวิเคราะห์ดังกล่าวนี้มา เปรียบเทียบกับรายงานการออกแบบและผลการวิเคราะห์ที่มีผู้ทำไว้ก่อนหน้าเพื่อกำหนดเกณฑ์ เตือนภัย ซึ่งจะช่วยให้สามารถแก้ไขปัญหาได้ทันกาลเมื่อพบสิ่งผิดปกติจากการอ่านค่าเครื่องมือวัด

ตารางที่ 33 แนวคิดในการวิเคราะห์พฤติกรรมเขื่อน

เครื่องมือวัด	ค่าที่คำนวณได้	รูปแบบการแสดงผล	ผลที่คาดว่าจะได้รับ
มาตรวัดอุณหภูมิ (Thermocouple)	อุณหภูมิ	กราฟอุณหภูมิ/เวลา กราฟอุณหภูมิ/ระยะทาง เส้นชั้นการกระจายความร้อน กราฟอุณหภูมิ/อัตราการบดอัด กราฟอุณหภูมิ/ระดับน้ำ/เวลา	อุณหภูมิที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อน การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในระหว่างทำการก่อสร้าง การสะสมความร้อนในตัวเขื่อน ผลของอัตราการบดอัดต่ออุณหภูมิ ผลของการเก็บน้ำต่ออุณหภูมิ
มาตรวัดปริมาณการไหลซึม (Seepage Flowmeter)	ปริมาณการไหลซึม	กราฟปริมาณการไหลซึม/ระดับน้ำ/เวลา แผนภูมิปริมาณการไหลซึม	ปริมาณการไหลซึมทั้งหมด ปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก การกระจายปริมาณการไหลซึมในตัวเขื่อนและฐานราก
มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer)	ความดันน้ำ ศักย์น้ำรวม แรงดันลอยตัว อัตราส่วนความปลอดภัย	กราฟความดันน้ำ/ระดับน้ำ/เวลา กราฟศักย์น้ำรวม/ระดับน้ำ/เวลา กราฟแรงดันลอยตัว/ระดับน้ำ/เวลา หน้าตัดการกระจายแรงดันน้ำ	ความดันน้ำในหินฐานราก ประสิทธิภาพของม่านอัดดินน้ำปูและม่านระบายน้ำ แรงดันลอยตัวได้ฐานเขื่อน เสถียรภาพความมั่นคงของเขื่อน
บ่อสำรวจระดับน้ำใต้ดิน (Observation Well)	ระดับน้ำใต้ดิน	ระดับน้ำใต้ดิน/ระดับน้ำ/เวลา	ผลของการเก็บน้ำต่อระดับน้ำใต้ดิน
มาตรวัดการเคลื่อนตัวของรอยต่อ (Jointmeter)	การเคลื่อนตัวของรอยต่อ	กราฟการเคลื่อนตัว/ระดับน้ำ/เวลา	ผลของการเก็บน้ำต่อการเคลื่อนตัวสัมพันธ์ระหว่างรอยต่อ
ดัดวัดการเอียงตัว (Direct Pendulum)	การเอียงตัวของเขื่อน	กราฟการเอียงตัว/ระดับน้ำ/เวลา	ผลของการเก็บน้ำต่อการเอียงตัวของเขื่อน
ดัดวัดการเลื่อนไหล (Inverted Pendulum)	การเลื่อนไหลของเขื่อน เปรียบเทียบกับหินฐานราก	กราฟการเลื่อนไหล/ระดับน้ำ/เวลา	ผลของการเก็บน้ำต่อการเลื่อนไหลของตัวเขื่อน

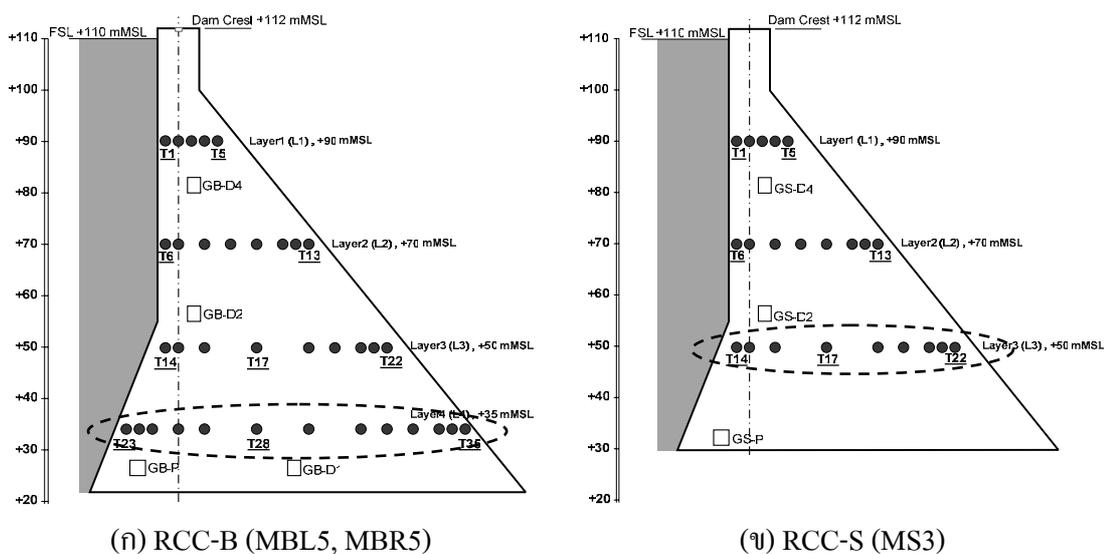
ผลและวิจารณ์

ผลการตรวจวัดพฤติกรรมเชื่อมขูดานปราการชลแบ่งได้เป็น 4 กลุ่มตามประเภทของเครื่องมือวัดที่ติดตั้ง คือ พฤติกรรมด้านอุณหภูมิในตัวเชื่อม พฤติกรรมด้านการไหลซึม พฤติกรรมด้านแรงดันน้ำใต้ฐานเชื่อม และพฤติกรรมการเคลื่อนตัว ซึ่งได้จากการรวบรวมข้อมูลการตรวจวัดตั้งแต่เริ่มการก่อสร้างเชื่อมจนกระทั่งเสร็จสิ้นการเก็บน้ำปีที่ 2 และเมื่อนำพฤติกรรมที่เกิดขึ้นจริงมาเปรียบเทียบกับผลวิเคราะห์ที่ได้จากรายงานการออกแบบหรือผลที่มีผู้วิเคราะห์ไว้ก่อนหน้า ก็จะสามารบทราบถึงสถานะความปลอดภัยเชื่อม พร้อมกันนี้ได้เสนอเกณฑ์เตือนภัยจากการอ่านค่าเครื่องมือวัดพร้อมทั้งแนวทางตรวจสอบและแก้ไขปัญหาในเบื้องต้น ดังต่อไปนี้

พฤติกรรมด้านอุณหภูมิในตัวเชื่อม

การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิเป็นปัจจัยหลักที่ทำให้ตัวเชื่อมเกิดการขยายตัวหรือหดตัว ซึ่งการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวจะทำให้เกิดหน่วยแรงภายในตัวเชื่อม เรียกว่า หน่วยแรงทางความร้อน (Thermal Stress) ดังนั้น ที่เชื่อมขูดานๆ จึงมีการควบคุมอุณหภูมิ RCC ขณะเทไม่ให้เกิน 30 °C ร่วมกับทำรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) ตลอดความสูงเชื่อมทุกๆ ระยะ 40 เมตร เพื่อป้องกันการแตกร้าว (Thermal Cracking) อันเกิดจากมี Thermal Stress สูงกว่า Tensile Strength

มีการติดตั้ง Thermocouple ทั้งสิ้น 139 หัววัด (6 หน้าตัด) แบ่งเป็นเชื่อม RCC-B จำนวน 4 หน้าตัด และเชื่อม RCC-S จำนวน 2 หน้าตัด แต่ละหน้าตัดมีจำนวนหัววัด (T) แตกต่างกันตามความสูงเชื่อม ซึ่งความร้อนที่เกิดขึ้นแต่ละหน้าตัดหรือแต่ละช่วงระดับก็จะมีค่าแตกต่างกันไปตามอัตราการบดอัดและสภาพแวดล้อมการทำงาน และเนื่องจาก วัตถุประสงค์หลักของการตรวจวัดอุณหภูมิก็เพื่อตรวจสอบสมมุติฐานการออกแบบและทำให้ทราบถึงพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในตัวเชื่อม ดังนั้น จึงพิจารณาใช้ 3 หน้าตัดหลักในการวิเคราะห์ คือ หน้าตัด MBL5 (+35 ม.รทก.) เป็นตัวแทนหน้าตัดที่มีอัตราการบดอัดต่ำ (น้อยกว่า 1 ชั้น/วัน) และเกิดความร้อนน้อย, หน้าตัด MBR5 (+35 ม.รทก.) เป็นตัวแทนหน้าตัดที่มีอัตราการบดอัด 1 ชั้น/วัน และหน้าตัด MS3 (+50 ม.รทก.) เป็นตัวแทนหน้าตัดที่มีอัตราการบดอัด 2 ชั้น/วันและเกิดความร้อนมาก ดังภาพที่ 59 แสดงตำแหน่งหัววัดของหน้าตัด MBL5, MBR5 และ MS3 โดยมีรายละเอียดการติดตั้งดังแสดงในตารางที่ 34



ภาพที่ 59 หน้าตัดหลักที่ใช้ในการวิเคราะห์อุณหภูมิ

ตารางที่ 34 ข้อมูลการติดตั้ง Thermocouple

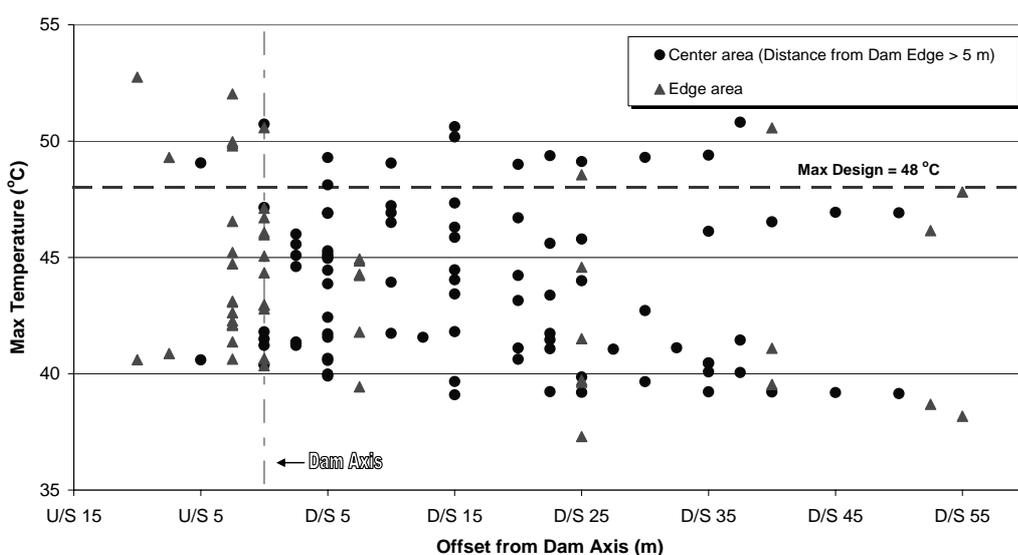
เขื่อน	หน้าตัด	Station	รายละเอียดการติดตั้ง			
			L1 (+90 mMSL)	L2 (+70 mMSL)	L3 (+50 mMSL)	L4 (+35 mMSL)
RCC-B	MBR2	0+241	T1 – T5 18:00 06/2003 (32/26 °C)*	T6 – T13 22:30 12/2002 (28/25 °C)	T14 – T21 11:30 07/2002 (33/26 °C)	-
RCC-B	MBR5	0+556	T1 – T5 20:00 05/2003 (29/26 °C)	T6 – T13 04:30 11/2002 (27/26 °C)	T14 – T22 18:30 07/2002 (32/26 °C)	T23 – T35 22:00 04/2002 (28/26 °C)
RCC-B	MBL5	1+036	T1 – T5 01:30 08/2003 (28/26 °C)	T6 – T13 08:00 12/2002 (30/26 °C)	T14 – T22 22:00 07/2002 (28/26 °C)	T23 – T35 21:00 11/2001 (23/21 °C)
RCC-B	MBL2	1+396	T1 – T5 01:30 02/2004 (22/20 °C)	T6 – T13 01:30 08/2003 (27/24 °C)	-	-
RCC-S	MS3	1+757	T1 – T5 03:00 02/2004 (26/23 °C)	T6 – T13 06:00 09/2003 (27/24 °C)	T14 – T22 12:30 03/2003 (35/26 °C)	-
RCC-S	MS6	2+105	T1 – T5 06:30 01/2004 (27/23 °C)	T6 – T13 02:00 09/2003 (25/22 °C)	-	-

หมายเหตุ * ในวงเล็บ คือ อุณหภูมิอากาศและอุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC

1. อุณหภูมิสูงสุดที่ตรวจวัดได้ของแต่ละห้วงวัด

นอกเหนือจากปริมาณสารเชื่อมประสานแล้ว ยังมีปัจจัยอื่นที่ส่งผลให้ตัวเชื่อมมีอุณหภูมิเพิ่มสูงขึ้นแตกต่างกัน ได้แก่ อัตราการบดอัด, อุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC, อุณหภูมิอากาศ, พลังงานความร้อนจากแสงอาทิตย์ และความเร็วลม เป็นต้น โดยผลการตรวจวัดอุณหภูมิอากาศในระหว่างการก่อสร้างพบว่ามีค่าระหว่าง 13 - 44 °C, อุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC มีค่าระหว่าง 14 - 30 °C (เฉลี่ย 25 °C) ซึ่งมีค่าสูงต่ำตามสภาพอุณหภูมิอากาศ ส่วนอุณหภูมิอากาศและอุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC ขณะติดตั้งห้วงวัดมีค่าระหว่าง 22 - 35 °C และ 20 - 26 °C ตามลำดับ

ดังนั้น อุณหภูมิสูงสุดที่ตรวจวัดได้ทั้ง 139 ห้วงวัดจึงมีค่าแตกต่างกันมาก คือตั้งแต่ 37 - 53 °C โดยมีค่าส่วนใหญ่อยู่ในช่วง 40 - 47 °C ดังแสดงในภาพที่ 60 ซึ่งจากการออกแบบคาดการณ์ว่าบริเวณกลางเขื่อนจะเกิดอุณหภูมิสูงสุดที่ 48 °C แต่อุณหภูมิที่เกิดขึ้นจริงนั้นจะมีทั้งที่สูงกว่าและต่ำกว่าที่ออกแบบ ทั้งนี้เนื่องจากข้อแตกต่างของสมมติฐานที่ใช้ในการออกแบบและผลจากการทำงานจริงในสนาม ดังแสดงในตารางที่ 35 อย่างไรก็ตาม จะพบว่าอุณหภูมิสูงสุดที่เกิดขึ้นบริเวณกลางเขื่อนส่วนใหญ่มีค่าน้อยกว่าที่ออกแบบเนื่องจากปัจจัยหลักคือ ในการทำงานจริงไม่ได้มีการบดอัดต่อเนื่องไปตลอดความสูงเขื่อนประกอบกับอุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC ต่ำกว่าที่ออกแบบประมาณ 5 °C ทั้งนี้จะมีเพียงบางตำแหน่งที่แสดงค่าสูงกว่าที่ออกแบบเล็กน้อย คือ ที่บริเวณกลางเขื่อนและบริเวณผิวเขื่อนเกิดอุณหภูมิสูงสุดที่ 50 และ 53 °C ตามลำดับ



ภาพที่ 60 อุณหภูมิสูงสุดที่เกิดขึ้นของแต่ละห้วงวัด

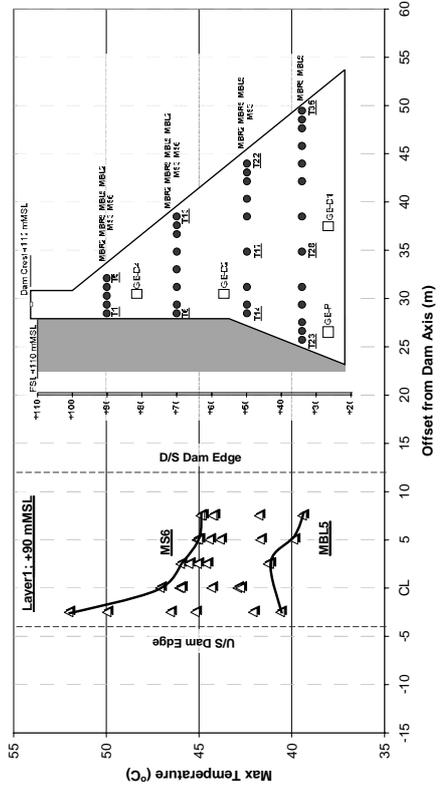
ตารางที่ 35 เปรียบเทียบสมมุติฐานจากการออกแบบและจากการทำงานจริง

	Design Criteria*	Field Data
ปริมาณปูนซีเมนต์	75 kg	90 kg
ปริมาณเถ้าลอย	-	100 kg
อุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC	30 °C	20 – 26 °C
ระยะเวลาในการก่อสร้าง	13 เดือน	18 – 50 เดือน
อุณหภูมิสูงสุดบริเวณกลางเขื่อน (1 ชั้น/วัน)	45.6 °C	46 °C
อุณหภูมิสูงสุดบริเวณกลางเขื่อน (2 ชั้น/วัน)	48 °C	50 °C

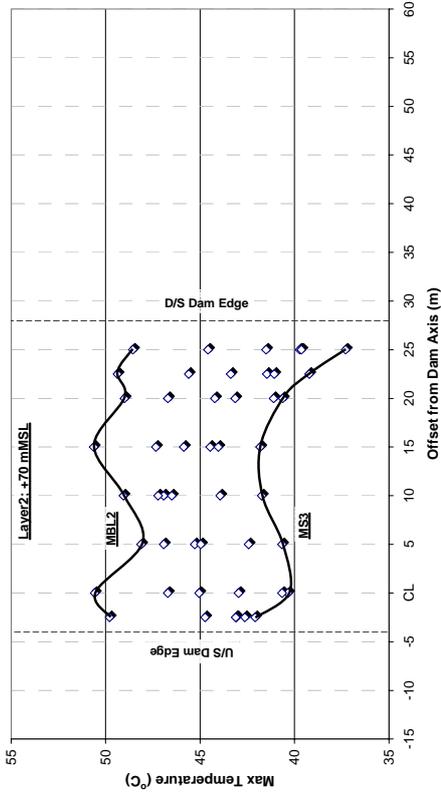
หมายเหตุ * กรมชลประทาน (2541ข)

หากพิจารณาอุณหภูมิสูงสุดที่เกิดขึ้นในแต่ละระดับดังภาพที่ 61 จะพบว่า มีลักษณะการกระจายข้อมูลอยู่ 2 รูปแบบคือ รูปแบบที่มีอุณหภูมิสูงสุดทั้งบริเวณผิวเขื่อนและบริเวณกลางเขื่อนใกล้เคียงกัน และรูปแบบที่มีอุณหภูมิสูงสุดบริเวณผิวเขื่อนสูงกว่าบริเวณกลางเขื่อน ทั้งนี้เนื่องจากปัจจัยของความร้อนจากคอนกรีตปกติ Reinforced Concrete และ Slipform Concrete ที่ส่งผลกระทบแตกต่างกันตามสภาพพื้นที่และอุณหภูมิอากาศ

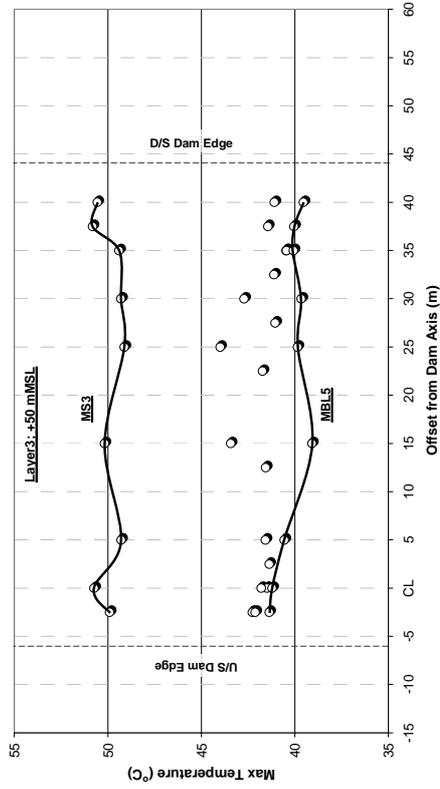
และเมื่อพิจารณาเปรียบเทียบอุณหภูมิบริเวณกลางเขื่อนและบริเวณผิวเขื่อน จะพบว่า อุณหภูมิที่เกิดขึ้นสูงสุดทั้ง 4 ระดับในบริเวณกลางเขื่อนจะมีค่าขอบเขตบนอยู่ในช่วง 46 – 50 °C ส่วนบริเวณผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำ (U/S) และผิวเขื่อนด้านท้ายน้ำ (D/S) มีค่าขอบเขตบนอยู่ในช่วง 50 – 53 และ 45 – 50 °C ตามลำดับ



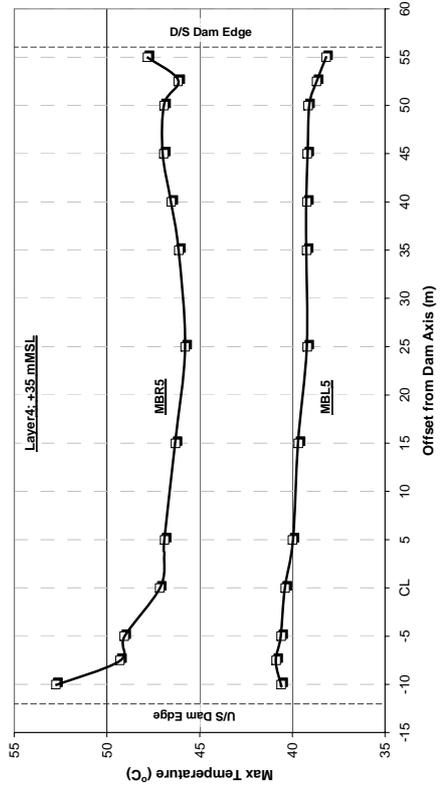
(ก) ระดับ +90 ม.รทก.



(จ) ระดับ +70 ม.รทก.



(ค) ระดับ +50 ม.รทก.



(ง) ระดับ +35 ม.รทก.

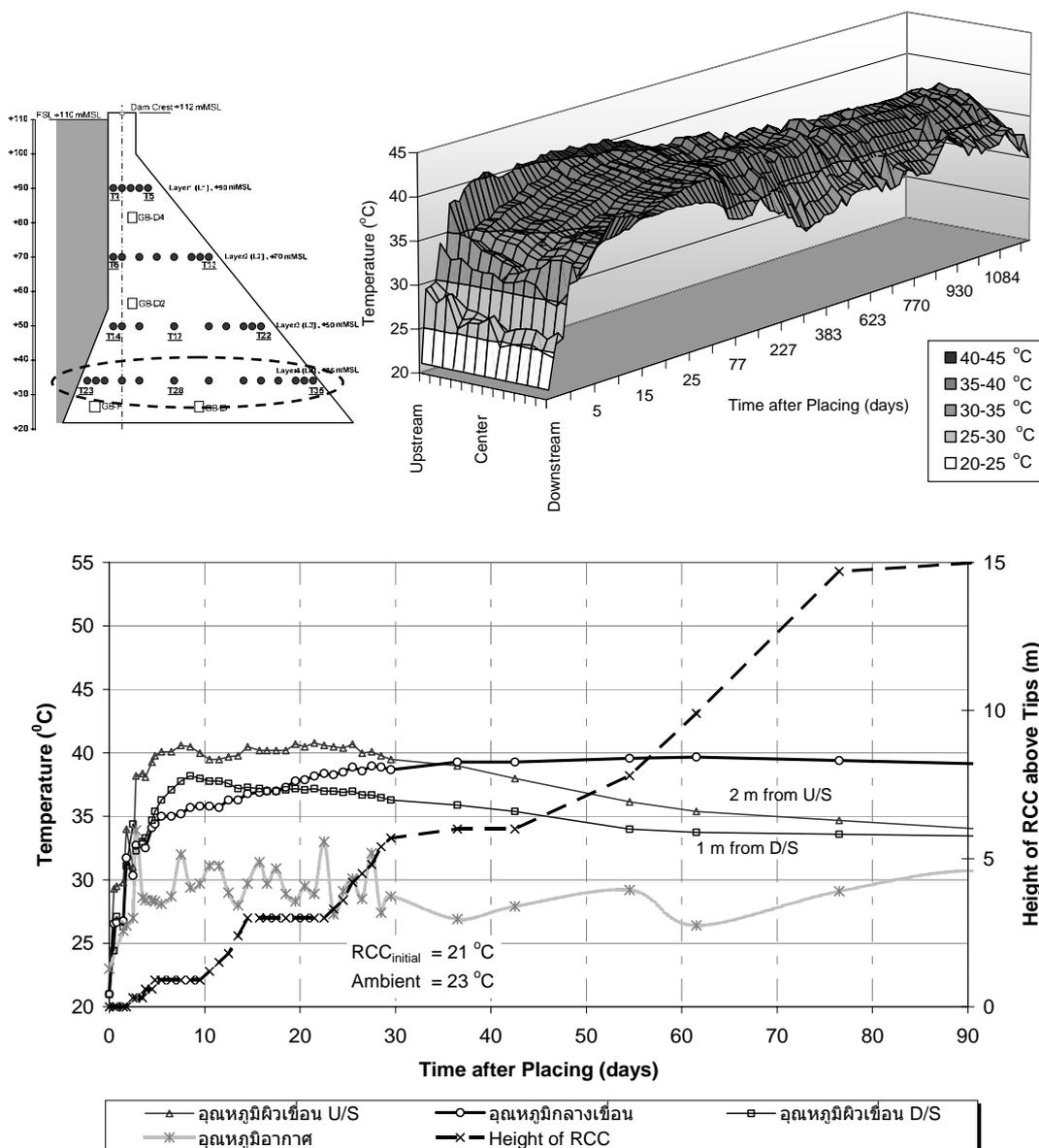
ภาพที่ 61 ขอบเขตอุณหภูมิสูงสุดที่เกิดขึ้นของแต่ละระดับในตัวเขื่อน

2. การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในระหว่างการก่อสร้าง

พฤติกรรมของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิมิมี 2 รูปแบบตามลักษณะพื้นที่ คือ พื้นที่บริเวณกลางเขื่อนและพื้นที่บริเวณผิวเขื่อน โดยที่บริเวณกลางเขื่อนนั้น เมื่อเกิดอุณหภูมิขึ้นสูงสุดแล้ว จะลดลงเพียงเล็กน้อยและค้างคงที่เป็นระยะเวลานาน ส่วนบริเวณผิวเขื่อนจะเกิดอุณหภูมิขึ้นสูงสุดเร็วกว่า และลดลงเร็วกว่าอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งระยะเวลาของการลดลงของอุณหภูมिवิเวณผิวเขื่อนนี้จะขึ้นอยู่กับสภาพอุณหภูมิอากาศเป็นหลัก นอกจากนี้ยังพบว่าที่บริเวณผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำ (U/S) มักเกิดอุณหภูมิใกล้เคียงหรือสูงกว่าบริเวณกลางเขื่อนเล็กน้อย เนื่องจากอิทธิพลของคอนกรีตปกติ Reinforced Concrete และ Slipform Concrete และเมื่อเปรียบเทียบกับบริเวณผิวเขื่อนด้านท้ายน้ำ (D/S) ที่มีเพียงผลจากความร้อนของ Slipform Concrete พบว่าบริเวณผิวเขื่อน U/S ส่วนใหญ่มีค่าสูงกว่า $2 - 4^{\circ}\text{C}$

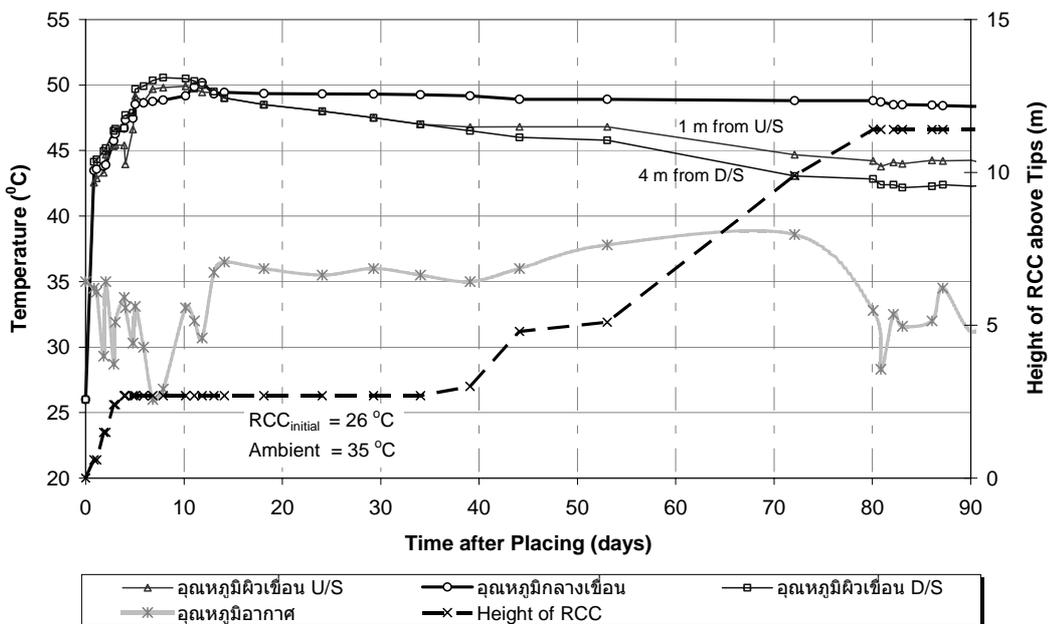
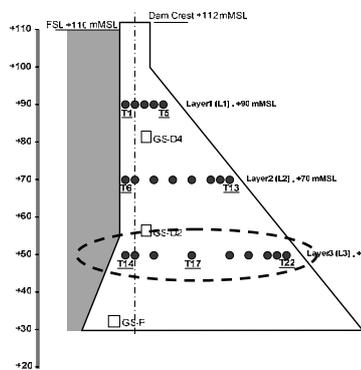
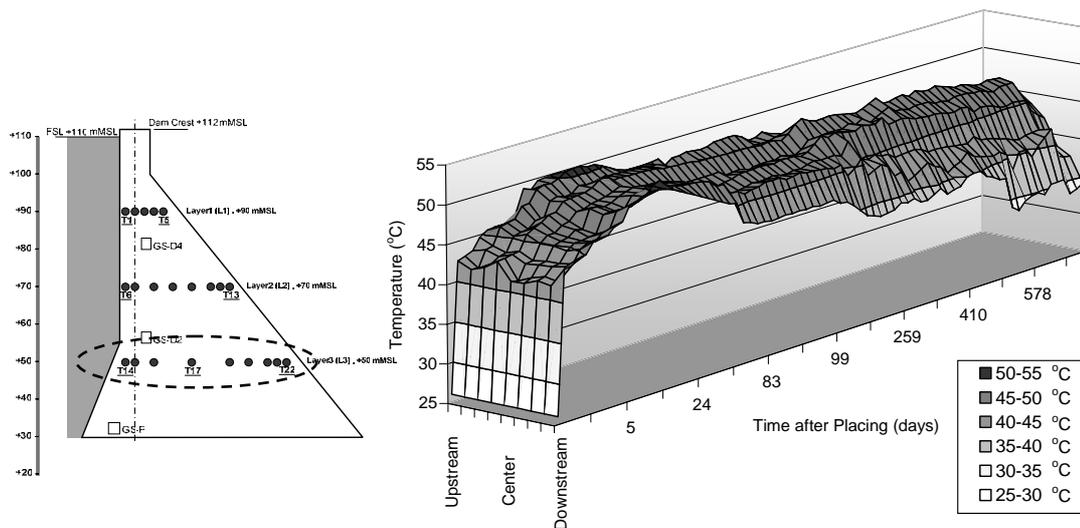
นอกจากนี้ยังพบว่า หากมีการปล่อยให้ RCC ระบายความร้อนหลายวันแล้วจึงเทพื้นชั้นต่อไป หรือมีอัตราการเทต่ำกว่า 1 ชั้น/วัน ประกอบกับก่อสร้างในช่วงฤดูหนาว อุณหภูมิที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนจะมีค่าไม่สูงมาก ($40 - 42^{\circ}\text{C}$) และอุณหภูมิทั้งที่ผิวเขื่อนและกลางเขื่อนจะมีค่าใกล้เคียงกัน แต่หากมีการเทต่อเนื่องปกติ 1 หรือ 2 ชั้น/วัน บริเวณผิวเขื่อนจะเกิดอุณหภูมิสูงสุดภายในช่วง 4 - 14 วัน ส่วนบริเวณกลางเขื่อนจะเกิดขึ้นภายในช่วง 10 - 60 วัน แต่จะลดลงเพียงเล็กน้อยและค้างคงที่เป็นเวลานานจนกว่าจะเริ่มเก็บกักน้ำจึงจะพบการลดลงของอุณหภูมิอย่างชัดเจน โดยเฉพาะพื้นที่บริเวณด้านเหนือน้ำ

ผลการตรวจวัดอุณหภูมิของหน้าตัด MBL5 (+35 ม.รทก.) ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เกิดความร้อนน้อย (บดอัดน้อยกว่า 1 ชั้น/วัน และก่อสร้างในช่วงฤดูหนาวซึ่งมีอุณหภูมิอากาศขณะติดตั้งหัววัดเพียง 23°C) พบว่า เกิดอุณหภูมิสูงสุดบริเวณกลางเขื่อนเพียง 40°C ที่เวลา 2 เดือนหลังการบดอัด หลังจากนั้น อุณหภูมิจะลดลงเพียงเล็กน้อยและค้างคงที่เป็นระยะเวลานาน ดังแสดงในภาพที่ 62 ส่วนบริเวณผิวเขื่อน U/S และ D/S ตรวจวัดได้ 41 และ 38°C ตามลำดับ โดยเกิดในช่วง 10 วันแรกหลังการบดอัด แต่อุณหภูมิลดลงเร็วกว่าบริเวณกลางเขื่อน เนื่องจากสามารถคายความร้อนไปสู่บรรยากาศได้ง่ายกว่า



ภาพที่ 62 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของหน้าตัด MBL5 ระดับ + 35 ม.รทก.

ส่วนผลการตรวจวัดหน้าตัด MS3 (+50 ม.รทก.) ซึ่งเป็นตำแหน่งที่เกิดความร้อนมาก (บดอัด 2 ชั้น/วัน และก่อสร้างในตอนกลางวันของเดือนมีนาคมซึ่งมีอุณหภูมิอากาศสูงถึง 35 °C) พบว่าบริเวณกลางเขื่อนเกิดอุณหภูมิสูงสุด 50 °C ใน 2 สัปดาห์แรกหลังการบดอัด ซึ่งมากกว่าหน้าตัด MBL5 ถึง 10 °C ทั้งนี้เนื่องจากความหนาที่เพิ่มขึ้นเร็วกว่าประกอบกับมีอุณหภูมิอากาศสูงกว่า ทำให้ถ่ายเทความร้อนสู่สิ่งแวดล้อมได้ยากกว่า จึงเกิดการสะสมความร้อนมาก ส่วนบริเวณผิวเขื่อนตรวจวัดได้ 50 °C เช่นกัน แต่จะเกิดขึ้นใน 10 วันแรกหลังการบดอัด และมีลักษณะการลดลงของอุณหภูมิเร็วกว่าบริเวณกลางเขื่อนเช่นเดียวกับหน้าตัด MBL5 ดังแสดงในภาพที่ 63



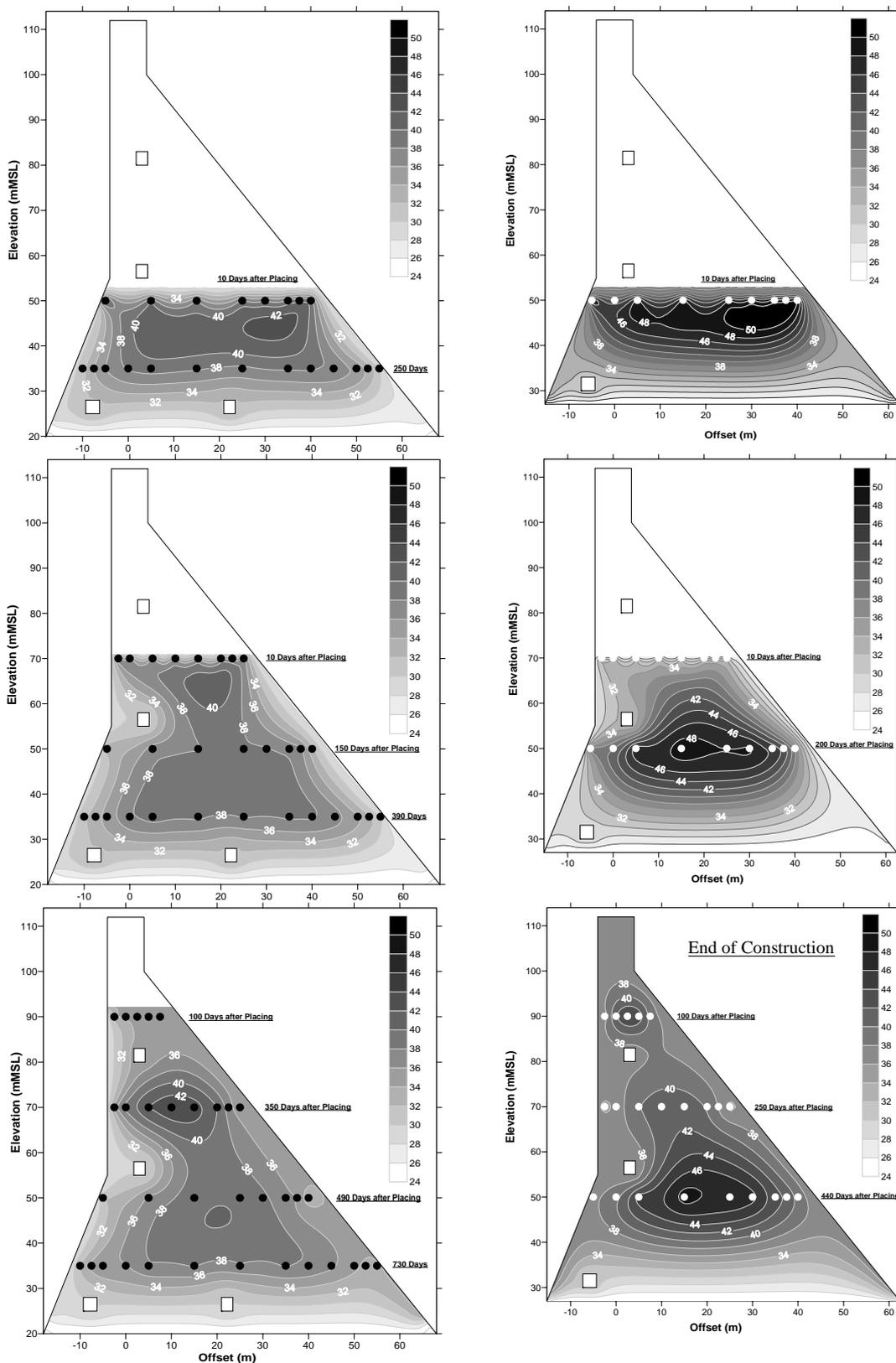
ภาพที่ 63 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของหน้าตัด MS3 ระดับ + 50 ม.รทก.

3. การกระจายความร้อนในตัวเชื่อม

แม้ว่าปัจจัยจากอัตราการบดอัดและลักษณะสภาพแวดล้อมต่างๆดังที่กล่าวมาข้างต้นจะส่งผลให้อุณหภูมิที่เกิดขึ้นในตัวเชื่อมแต่ละหน้าตัดและแต่ละระดับมีค่าแตกต่างกัน แต่เมื่อพิจารณาถึงการกระจายความร้อนในตัวเชื่อมจะพบว่า มีรูปแบบเหมือนกันคือ ความร้อนจะกระจุกตัวเป็นกระเปาะในบริเวณกลางเขื่อนทั้งในช่วงระหว่างการก่อสร้างหรือแม้กระทั่งเสร็จสิ้นการก่อสร้าง โดยอุณหภูมิจะลดลงจากอุณหภูมิสูงสุดเพียงเล็กน้อย $3 - 4^{\circ}\text{C}$ ในขณะที่บริเวณผิวเขื่อนจะเกิดความร้อนสูงในช่วงแรกเพียงไม่กี่วัน หลังจากนั้นจะมีค่าลดลงและเปลี่ยนแปลงตามอุณหภูมิอากาศอย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากสามารถคายความร้อนสู่บรรยากาศได้ง่าย

เมื่อพิจารณาการกระจายความร้อนของหน้าตัด MBL5 (เกิดความร้อนน้อย) และหน้าตัด MS3 (เกิดความร้อนมาก) ในรูปแบบเส้นชั้น (Contour) อุณหภูมิ ดังแสดงในภาพที่ 64 พบว่า ช่วงระดับใดมีอัตราการบดอัดสูงหรือมีการเทต่อเนื่อง ก็จะเกิดความร้อนมาก ดังเช่น ที่ระดับ +50 ม.รทก. หน้าตัด MS3 มีอัตราการบดอัดสูงและต่อเนื่องมากกว่าหน้าตัด MBL5 จึงเกิดความร้อนภายในตัวเขื่อนสูงกว่า คือ เกิดอุณหภูมิสูงถึง 50°C ในขณะที่หน้าตัด MBL5 เกิดเพียง 42°C ซึ่งโดยรวมแล้วหน้าตัด MS3 มีอัตราการบดอัดสูงกว่าหน้าตัด MBL5 จึงเกิดความร้อนภายในตัวเขื่อนมากกว่า ยกเว้นช่วงระดับ +70 ม.รทก. ที่มีอัตราการบดอัดน้อยกว่า จึงเกิดความร้อนน้อยกว่า

อย่างไรก็ตาม จะพบว่าความร้อนที่เกิดขึ้นภายในบริเวณกลางเขื่อนของทั้ง 2 หน้าตัดยังคงสูงต่อเนื่องเป็นระยะเวลานานกว่าบริเวณผิวเขื่อนอย่างเห็นได้ชัด โดยเมื่อเสร็จสิ้นการก่อสร้างหรือที่ประมาณ 450 หลังการบดอัด อุณหภูมิหน้าตัด MS3 (+50 ม.รทก.) ลดลงจาก 50°C เหลือ 47°C ส่วนหน้าตัด MBL5 (+50 ม.รทก.) ลดลงจาก 42°C เหลือ 39°C นอกจากนี้ยังพบว่าแนวอุโมงค์ (Gallery) โกลีฟผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำทั้ง 3 ระดับสามารถช่วยลดอุณหภูมิได้ $2 - 3^{\circ}\text{C}$ แต่อุโมงค์ด้านหลัง (GB-D1) ของเขื่อน RCC-B ช่วยลดอุณหภูมิได้น้อยมาก เนื่องจากการถ่ายเทความร้อนเป็นไปได้ยาก



(ก) หน้าตัด MBL5

(ข) หน้าตัด MS3

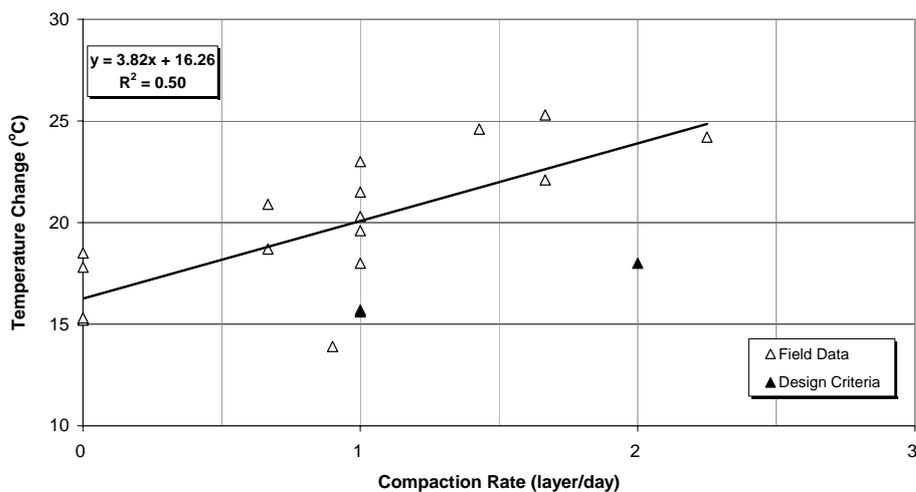
ภาพที่ 64 การกระจายความร้อนทั้งหน้าตัดเขื่อน ณ เวลาต่างๆ

4. การสะสมความร้อนจากอัตราการบดอัด

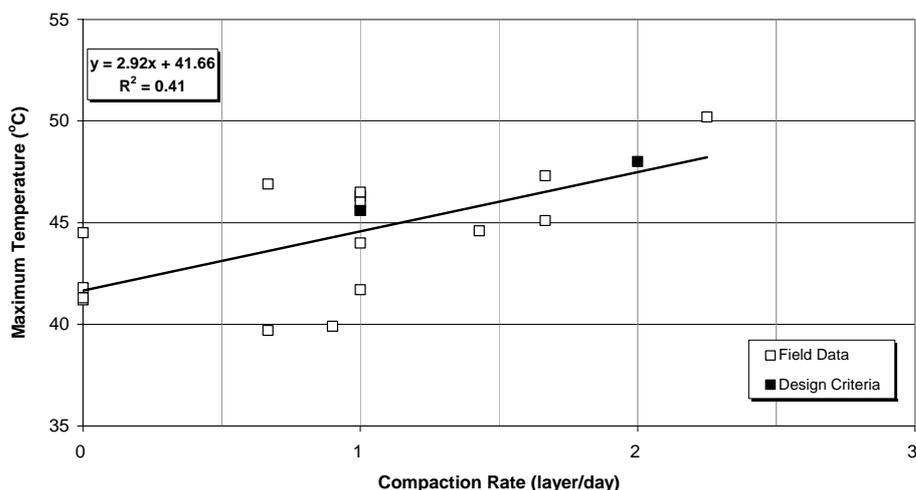
ผลของอัตราการบดอัดที่ส่งผลต่ออุณหภูมิบริเวณกลางเขื่อน แสดงได้ดังภาพที่ 65 พบว่าการก่อสร้างส่วนใหญ่มีอัตราการบดอัดเฉลี่ยที่ 1 ชั้น/วัน และเกิดช่วงค่าอุณหภูมิแตกต่างกันมาก ทั้งนี้เนื่องจากปัจจัยที่เกี่ยวข้องหลายประการ ได้แก่ การบดอัดสะสมต่อเนื่อง, อุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC และลักษณะสภาพแวดล้อมของการก่อสร้าง เป็นต้น อย่างไรก็ตาม จะพบว่าเมื่ออัตราการบดอัดสูงขึ้นจะทำให้เกิดความร้อนเพิ่มสูงขึ้นตามไปด้วย ดังนั้น อัตราการบดอัดจึงเป็นปัจจัยที่สำคัญอย่างหนึ่งในการควบคุมอุณหภูมิภายในตัวเขื่อน

ที่อัตราการบดอัดไม่เกิน 1 ชั้น/วัน มีอุณหภูมิเพิ่มขึ้นตั้งแต่ 14 – 23 °C ส่วนที่การบดอัดมากกว่า 1.5 ชั้น/วัน พบว่ามีอุณหภูมิเพิ่มขึ้นใกล้เคียงกันคือ 22 – 25 °C ดังภาพที่ 65(ก) และเมื่อพิจารณาถึงค่าอุณหภูมิสูงสุดที่เกิดขึ้น ดังภาพที่ 65(ข) พบว่ามีลักษณะการกระจายข้อมูลคล้ายกันคือ อุณหภูมิมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นตามอัตราการบดอัด โดยที่การบดอัดไม่เกิน 1 ชั้น/วัน จะเกิดอุณหภูมิสูงสุดตั้งแต่ 40 – 47 °C ส่วนที่การบดอัดมากกว่า 1.5 ชั้น/วัน จะเกิดอุณหภูมิสูงสุด 45 – 50 °C

จากรายงานการออกแบบของกรมชลประทาน (2541ข) กล่าวว่าที่อัตราการบดอัด 1 และ 2 ชั้น/วัน จะเกิดอุณหภูมิเพิ่มขึ้น 15.6 และ 18 °C ตามลำดับ (อุณหภูมิเริ่มต้น 30 °C) แต่ผลการตรวจวัดจริงเกือบทั้งหมดแสดงค่าสูงกว่าที่ออกแบบ 3 - 6 °C แต่หากพิจารณาเปรียบเทียบค่าอุณหภูมิสูงสุดที่เกิดขึ้นจะพบว่า ส่วนใหญ่มีค่าใกล้เคียงหรือน้อยกว่าที่ออกแบบ โดยมีบางแห่งแสดงค่าสูงกว่าที่ออกแบบเล็กน้อย 1 – 2 °C



(ก) อุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นบริเวณกลางเขื่อน



(ข) อุณหภูมิสูงสุดบริเวณกลางเขื่อน

หมายเหตุ อัตราการบดอัด = 0 คือ ปหล่อ RCC ที่ทิ้งไว้มากกว่า 1 เดือน แล้วจึงบดอัดชั้นต่อไป
ภาพที่ 65 ผลของอัตราการบดอัดที่ส่งผลต่ออุณหภูมิบริเวณกลางเขื่อน

5. การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบ

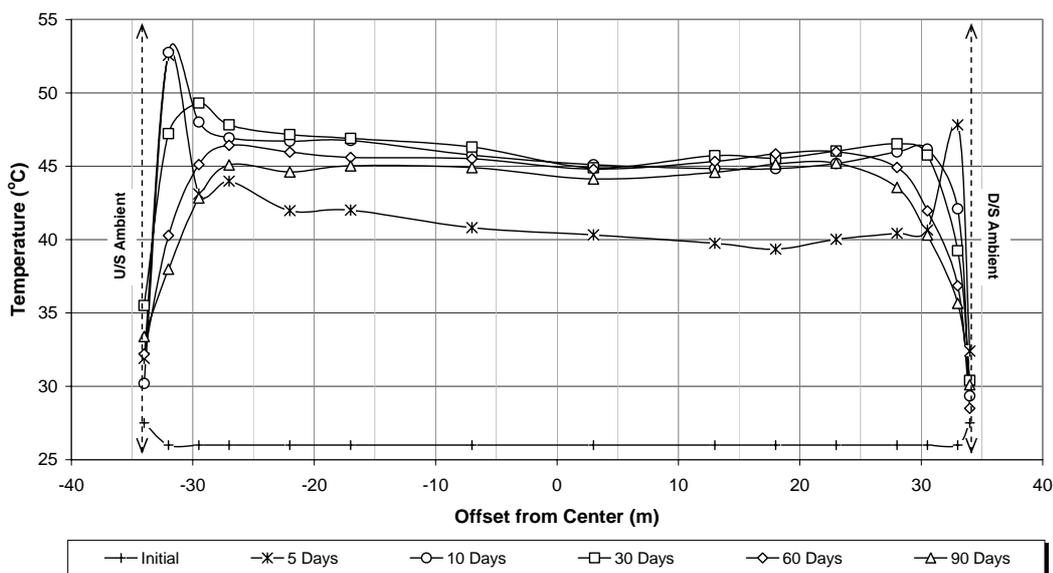
เมื่อพิจารณาถึงลักษณะการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบ (Horizontal Profile) พบว่า บริเวณใกล้ผิวเขื่อนจะเกิดอุณหภูมิเพิ่มขึ้นเร็วกว่าและสูงกว่าบริเวณกลางเขื่อน ทั้งนี้เนื่องจาก บริเวณใกล้ผิวเขื่อนได้รับอิทธิพลความร้อนจากคอนกรีตปกติ (CVC) ดังที่ได้กล่าวไว้แล้วข้างต้น และเนื่องจากบริเวณใกล้ผิวเขื่อนสามารถระบายความร้อนได้ง่ายกว่า ดังนั้นอุณหภูมิจึงลดลงเร็วกว่าบริเวณกลางเขื่อนอย่างชัดเจน ดังแสดงในตารางที่ 36

ตารางที่ 36 สรุปการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบ

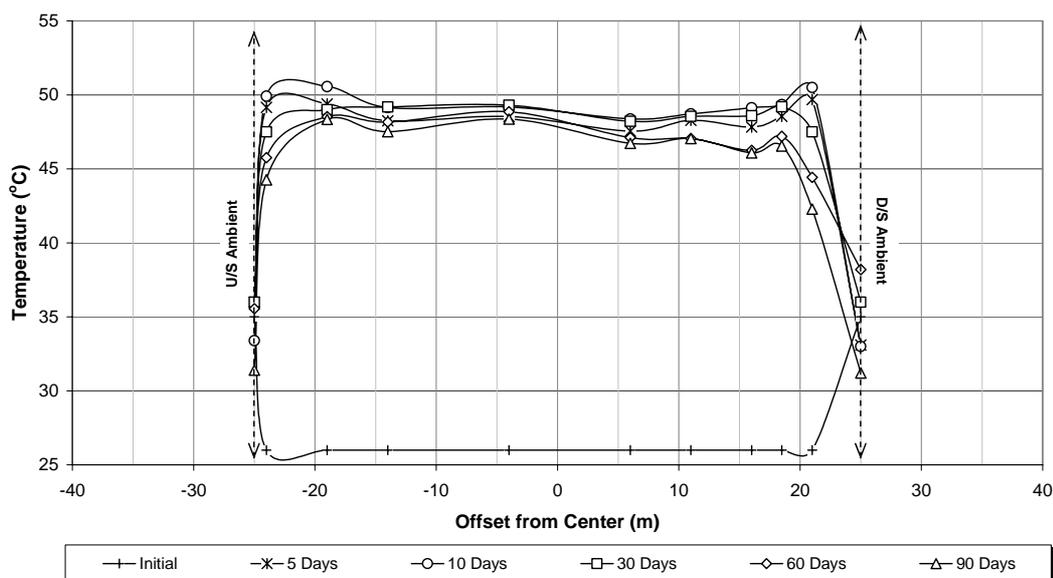
หน้าตัด	หลังการบดอัด (วัน)	อุณหภูมิ (°C)		
		ใกล้ผิวชั้น U/S	กลางชั้น	ใกล้ผิวชั้น D/S
MBR5 +35 ม.รทก. (บดอัด 1 ชั้น/วัน)	5	52.6 (100%)*	40.8 (88%)	47.8 (100%)
	10	52.8 (100%)	45.8 (99%)	42.1 (88%)
	30	47.2 (95%)	46.3 (100%)	39.2 (82%)
	60	40.3 (76%)	45.5 (98%)	36.9 (77%)
	90	38.0 (72%)	44.9 (97%)	35.7 (75%)
MS3 +50 ม.รทก. (บดอัด 2 ชั้น/วัน)	5	49.2 (99%)	48.5 (97%)	49.7 (98%)
	10	49.9 (100%)	49.2 (98%)	50.5 (100%)
	30	47.5 (95%)	49.3 (98%)	47.5 (94%)
	60	45.8 (92%)	48.9 (97%)	44.4 (88%)
	90	44.3 (89%)	48.4 (96%)	42.3 (84%)

หมายเหตุ * ในวงเล็บคือ % เปรียบเทียบกับค่าอุณหภูมิสูงสุด (T_{max})

ในกรณีบดอัด 1 ชั้น/วัน (MBR5 +35 ม.รทก.) พบว่า ที่ระยะลึกจากผิวชั้นมากกว่า 5 เมตรมีลักษณะการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิใกล้เคียงกันคือ ช่วง 5 วันแรกจะเกิดอุณหภูมิสูงขึ้นอย่างรวดเร็ว $40 - 44^{\circ}\text{C}$ (85 - 90 % ของ T_{max}) และเมื่อเข้าสู่วันที่ 10 พบว่าอุณหภูมิเพิ่มขึ้นเป็น $45 - 47^{\circ}\text{C}$ (96 - 100 % ของ T_{max}) ซึ่งใกล้เคียงกับผลการออกแบบไว้ที่ 90 และ 94 % ตามลำดับ หลังจากนั้นอุณหภูมิจะมีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย ส่วนบริเวณใกล้ผิวชั้นจะเกิดอุณหภูมิสูงกว่าและเกิดขึ้นในช่วง 5 - 10 วันแรก หลังจากนั้นจะลดลงอย่างรวดเร็วตามสภาพอุณหภูมิอากาศ ดังแสดงในภาพที่ 66(ก) และในกรณีบดอัด 2 ชั้น/วัน (MS3 +50 ม.รทก.) พบว่า มีรูปแบบการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิลักษณะการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิใกล้เคียงกันคือ ช่วง 5 วันแรกจะเกิดอุณหภูมิสูงขึ้นเป็น $48 - 49^{\circ}\text{C}$ (96 - 98 % ของ T_{max}) และเมื่อเข้าสู่วันที่ 10 อุณหภูมิเพิ่มขึ้นเป็น $48 - 50^{\circ}\text{C}$ (97 - 100 % ของ T_{max}) ซึ่งมีการเพิ่มอุณหภูมิเร็วกว่าที่ออกแบบไว้ที่ 92 และ 96 % ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 66(ข)



(ก) บดอัด 1 ชั้น/วัน (MBR5 ระดับ +35 ม.รทก.)

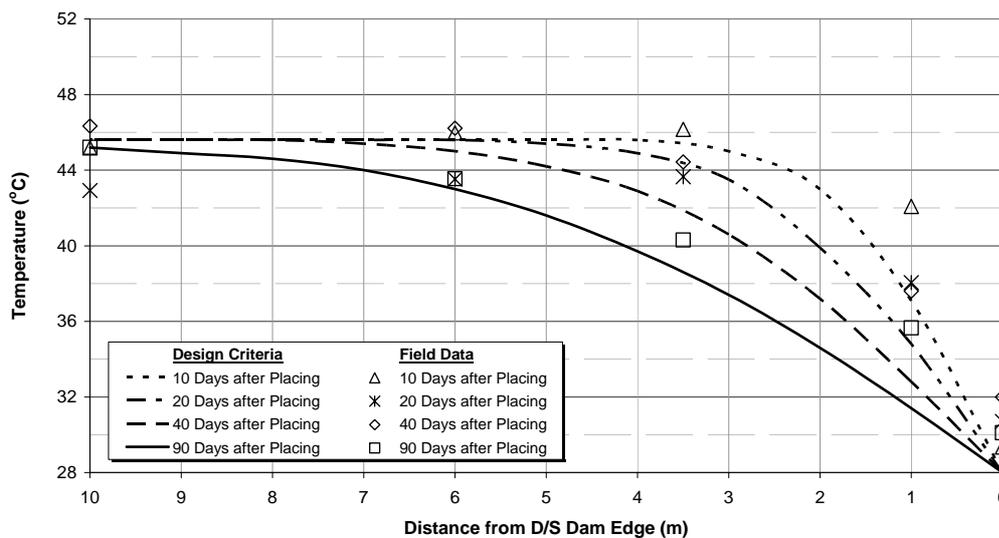


(ข) บดอัด 2 ชั้น/วัน (MS3 ระดับ +50 ม.รทก.)

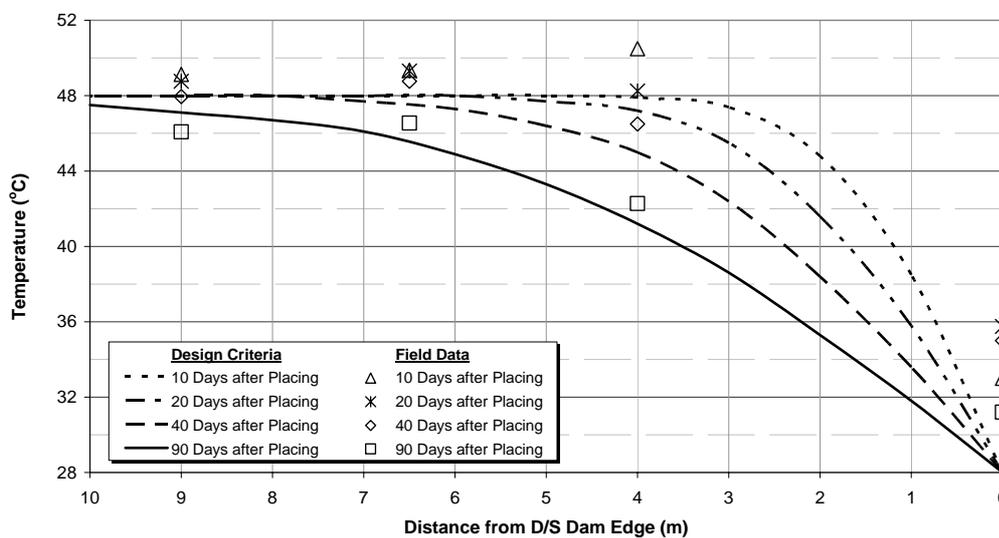
ภาพที่ 66 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบภายหลังการบดอัด

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิจากผิวเขื่อน D/S สู่กลางเขื่อนระหว่างผลการออกแบบและผลการตรวจวัดจริงในสนามดังแสดงในภาพที่ 67 พบว่า ผลการตรวจวัดแสดงรูปแบบการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิใกล้เคียงกับการออกแบบ โดยอุณหภูมิเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วใน 10 วันแรก หลังจากนั้นอุณหภูมิบริเวณใกล้ผิวเขื่อนจะลดลงเร็วกว่าบริเวณกลางเขื่อนอย่างเห็นได้ชัด โดยเฉพาะที่เวลา 90 วันหลังการบดอัด นอกจากนี้ยังพบว่าอุณหภูมิกอากาศมีอิทธิพลต่อตัวเขื่อน

น้อยมากที่ระยะลึกจากผิวเขื่อนเข้าไปมากกว่า 5 เมตร แต่ข้อแตกต่างระหว่างผลการออกแบบและผลการตรวจวัดจริง คือ อุณหภูมิบริเวณใกล้ผิวเขื่อนจะสูงกว่าที่ออกแบบ โดยเฉพาะบริเวณใกล้ผิวเขื่อน U/S ที่เกิดอุณหภูมิสูงกว่าที่ออกแบบไว้มาก เนื่องจากอิทธิพลของคอนกรีตปกติ (CVC) ดังที่กล่าวไว้ข้างต้น ซึ่งในการวิเคราะห์อุณหภูมิจากการออกแบบไม่ได้นำมาพิจารณาาร่วมด้วย



(ก) บดอัด 1 ชั้น/วัน (MBR5 ระดับ +35 ม.รทก.)



(ข) บดอัด 2 ชั้น/วัน (MS3 ระดับ +50 ม.รทก.)

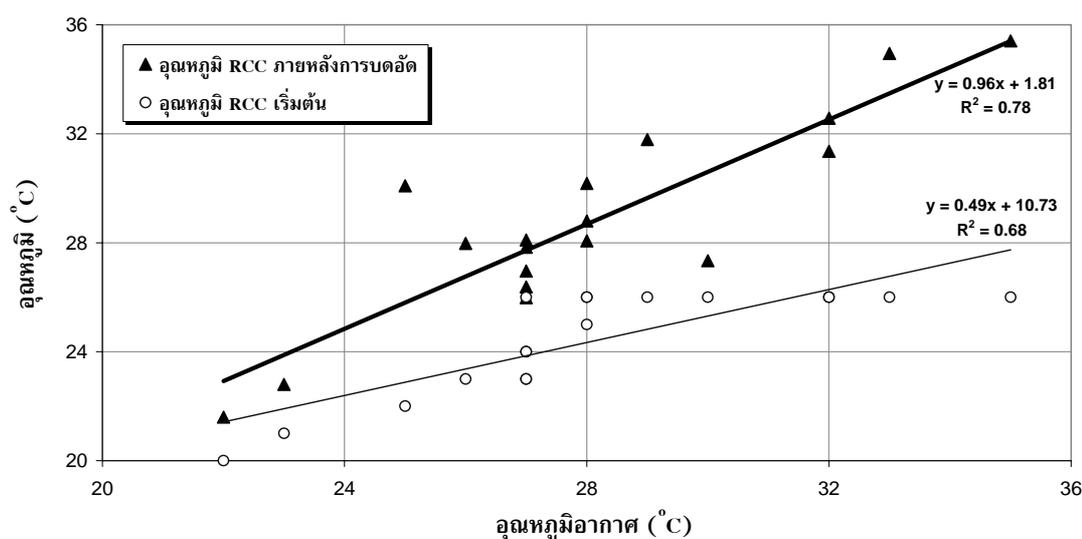
ภาพที่ 67 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบจากผิวเขื่อน D/S ศูนย์กลางเขื่อน

6. สภาพแวดล้อมที่ส่งผลต่ออุณหภูมิ RCC เมื่อเสร็จสิ้นการบดอัด

ปัจจัยที่ทำให้ RCC ภายหลังการบดอัดมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้นจากอุณหภูมิเริ่มต้นมี 2 ปัจจัยหลัก คือ ปัจจัยจากสภาพแวดล้อม ได้แก่ อุณหภูมิอากาศที่สูงกว่าอุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC และพลังงานความร้อนจากแสงอาทิตย์ และอีกปัจจัยคือ ระยะเวลาในการทำงาน คือ เวลาที่ใช้ในการขนส่ง เกลี่ย และบดอัด ซึ่งเกิดความร้อนเพิ่มขึ้นเนื่องจากการทำปฏิกิริยาไฮเดรชัน

เมื่อพิจารณาถึงอุณหภูมิอากาศที่ส่งผลต่ออุณหภูมิ RCC เมื่อเสร็จสิ้นการบดอัด ดังแสดงในภาพที่ 68 พบว่า เมื่ออุณหภูมิอากาศสูงขึ้น จะทำให้ RCC ภายหลังการบดอัดมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้นด้วย โดยเมื่ออุณหภูมิอากาศต่ำกว่า 28°C อุณหภูมิ RCC เมื่อเสร็จสิ้นการบดอัดจะอยู่ในช่วง $22 - 30^{\circ}\text{C}$ และเมื่ออุณหภูมิอากาศสูงกว่า 28°C อุณหภูมิ RCC ดังกล่าวจะอยู่ในช่วง $27 - 35^{\circ}\text{C}$ ดังเช่น การทำงานในช่วงเที่ยงวันของเดือนมีนาคมที่มีอุณหภูมิอากาศ 35°C ทำให้ RCC ที่บดอัดแล้วมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้น 9°C จากเริ่มต้นที่ 26°C แต่ในกรณีที่ทำงานในช่วงเที่ยงคืนของฤดูหนาวที่มีอุณหภูมิอากาศ 27°C ทำให้ RCC ที่บดอัดแล้วมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้นเพียง 1°C จากเริ่มต้นที่ 26°C

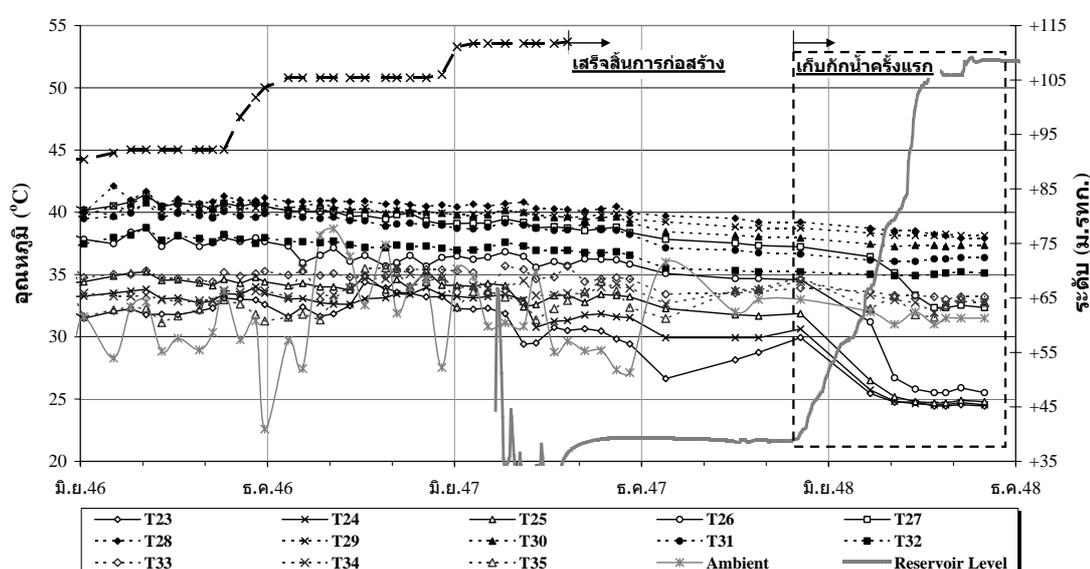
ปริมาณแสงแดดและอุณหภูมิอากาศสูงจะส่งผลให้ประสิทธิภาพการบดอัด RCC น้อยลง เนื่องจาก เกิดการสูญเสียน้ำจากส่วนผสมได้ง่ายในระหว่างการทำงาน ดังนั้น จึงควรลดเวลาที่ใช้ในการขนส่ง เกลี่ย แล้วเร่งบดอัดให้เร็วที่สุดเท่าที่จะทำได้ หรือหลีกเลี่ยงการทำงานในสภาวะดังกล่าว



ภาพที่ 68 อิทธิพลของอุณหภูมิอากาศที่ส่งผลต่ออุณหภูมิ RCC เมื่อเสร็จสิ้นการบดอัด

7. การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายหลังเก็บกักน้ำ

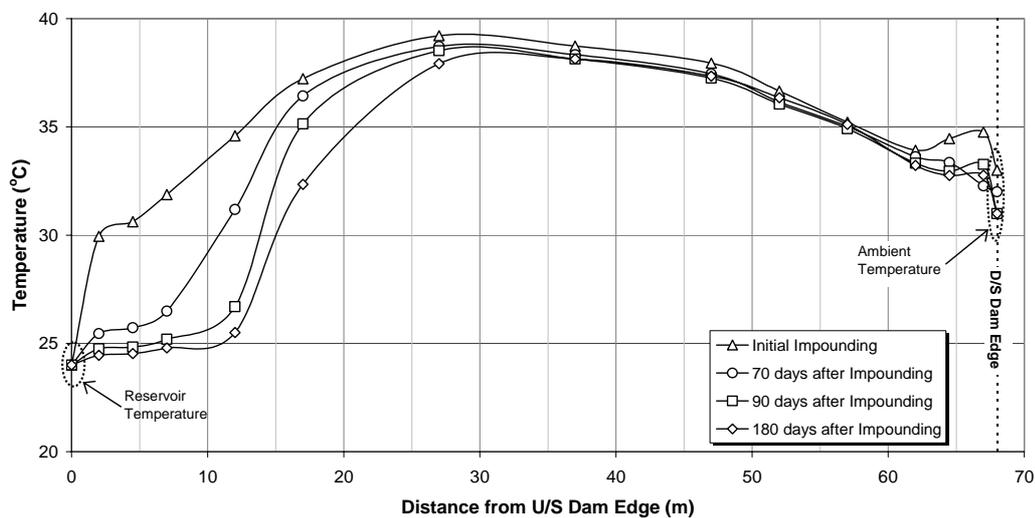
เนื่องจาก น้ำมีอุณหภูมิต่ำกว่าอากาศ อีกทั้งความสามารถในการนำความร้อนของน้ำมีค่ามากกว่าอากาศถึง 25 เท่า (Mehrotra, 2004) น้ำจึงช่วยระบายความร้อนในตัวเขื่อนสู่สิ่งแวดล้อมได้เร็วขึ้น ดังนั้น อุณหภูมิภายในตัวเขื่อนจึงลดลงอย่างเห็นได้ชัดเมื่อเริ่มเก็บกักน้ำ โดยเฉพาะบริเวณใกล้ผิวเขื่อน U/S ดังภาพที่ 69 แสดงการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของหน้าตัด MBR5 (+35 ม.รทก.) ในช่วงเก็บน้ำปีแรก พบว่า ตั้งแต่ปลายปี พ.ศ.2547 ถึงก่อนเริ่มเก็บกักน้ำครั้งแรก มีระดับน้ำสูงกว่าระดับหัววัด 3 – 4 เมตร และอุณหภูมิในตัวเขื่อนลดลงเล็กน้อยไม่เกิน 2 °C (เกิดน้ำไหลก้นในเดือนสิงหาคม 2547 จึงมีน้ำเหลือค้างสะสมอยู่ที่ระดับ +38 ม.รทก. เป็นเวลานานก่อนที่จะเริ่มเก็บน้ำปีแรก) โดยอุณหภูมิลดลงอย่างชัดเจนเมื่อระดับน้ำเพิ่มสูงกว่าระดับหัววัด 20 เมตร โดยเฉพาะหัววัด T23 ถึง T27 ซึ่งอยู่บริเวณใกล้ผิวเขื่อน U/S ที่แสดงค่าลดลงอย่างชัดเจน 4 – 10 °C คงเหลือประมาณ 25 °C ซึ่งใกล้เคียงกับอุณหภูมิในอ่าง ส่วนหัววัดที่เหลือ (T28 ถึง T35) ซึ่งอยู่ห่างออกไป จะได้รับอิทธิพลของน้ำในอ่างน้อยมาก คือมีอุณหภูมิลดลงเพียงเล็กน้อยไม่เกิน 1 °C



ภาพที่ 69 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของหน้าตัด MBR5 (+35 ม.รทก.) ในช่วงเก็บน้ำปีแรก

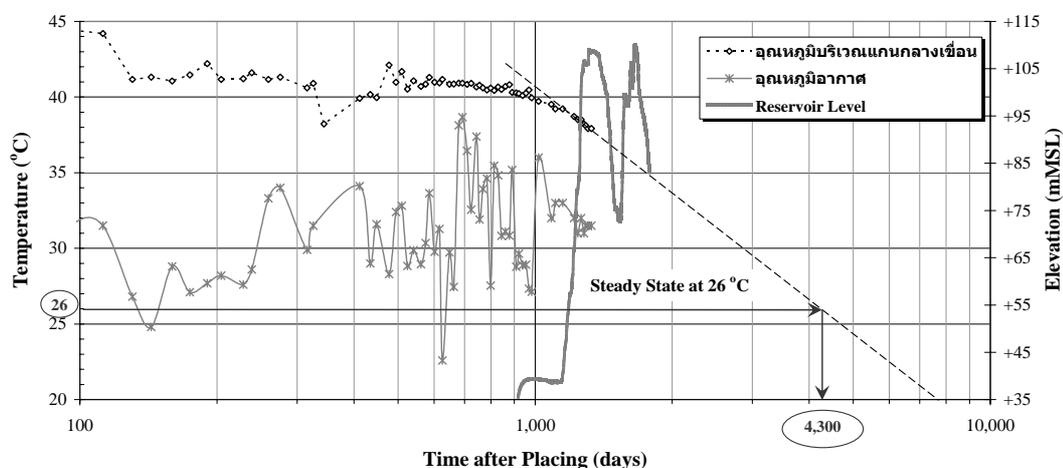
เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบจะพบว่า อิทธิพลของน้ำในอ่างทำให้ตัวเขื่อนมีอุณหภูมิลดลงอย่างชัดเจนในระยะ 20 เมตรจากผิวเขื่อน U/S โดยเฉพาะที่ระยะ 10 เมตรแรกจะมีการลดลงอย่างรวดเร็วและใกล้เคียงกับอุณหภูมิในอ่างที่ 100 วันหลังเก็บกักน้ำ ดังแสดงในภาพที่ 70 และที่ระยะห่างจากผิวเขื่อน U/S มากกว่า 20 เมตร ตัวเขื่อนจะมีการเปลี่ยนแปลง

อุณหภูมิเนื่องจากน้ำในอ่างน้อยมาก ส่วนการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิมบริเวณ D/S จะเกิดจากอิทธิพลของอุณหภูมิอากาศและมีอิทธิพลที่ระยะลึกจากผิวเขื่อน D/S ประมาณ 5 เมตร



ภาพที่ 70 การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามแนวราบภายหลังจากเก็บกักน้ำ

กรมชลประทาน (2541ข) และศุภชัย (2546) ได้คาดการณ์ไว้ว่า อุณหภูมิมบริเวณกลางเขื่อนที่สภาวะคงที่ (Steady State) ซึ่งเป็นสภาวะที่ไม่มีมีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิไปตามเวลาจะมีค่าประมาณ 26 °C ดังนั้น เมื่อพิจารณาการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิตามเวลาของหน้าตัด MBR5 ระดับ +35 ม.รทก. ในรูปแบบ Log Scale ดังแสดงในภาพที่ 71 แล้ว ก็อาจคาดการณ์ได้ว่า อุณหภูมิในสภาวะคงที่จะเกิดขึ้นที่ 4,300 วันหลังการบดอัด หรือประมาณ 9 ปีหลังเริ่มเก็บกักน้ำ



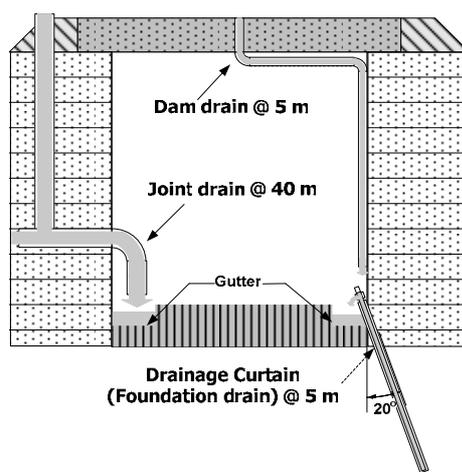
ภาพที่ 71 ระยะเวลาที่อุณหภูมิในตัวเขื่อนเข้าสู่สภาวะคงที่ (Steady State)

พฤติกรรมด้านการไหลซึม

เมื่อเขื่อนเริ่มเก็บกักน้ำ จะเกิดการไหลซึมผ่านทั้งตัวเขื่อนและหินฐานราก ซึ่งการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนนั้น น้ำส่วนหนึ่งจะไหลไปตามรอยต่อแนวคั้งซึ่งเป็นรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) ทุกๆระยะ 40 เมตรแล้วไหลออกทาง Joint Drain และน้ำอีกส่วนจะไหลไปตามรอยต่อระหว่างชั้นของ RCC ซึ่งส่วนใหญ่จะถูกดักด้วยม่านระบายน้ำในตัวเขื่อน (Dam Drain) ทุกๆระยะ 5 เมตร ส่วนการไหลซึมผ่านหินฐานรานั้น น้ำจะไหลไปตามช่องว่างหรือรอยแตกของหิน ซึ่งจะถูกดักด้วยม่านระบายน้ำในหินฐานราก (Drainage Curtain) ทุกๆระยะ 5 เมตรเพื่อลดแรงดันลอยตัวได้ฐานเขื่อน และปริมาณน้ำทั้งหมดนี้จะไหลรวมเข้าสู่รางระบายน้ำ (Gutter) ที่พื้นอุโมงค์ในตัวเขื่อน (Gallery) และผ่านการวัดปริมาณน้ำด้วย V-Notch Weir ก่อนถูกระบายทิ้งไปด้านท้ายน้ำด้วยท่อระบาย (Steel Drain Pipe) ทุกๆระยะ 160 เมตร ดังแสดงในภาพที่ 72



(ก) ลักษณะภายในอุโมงค์



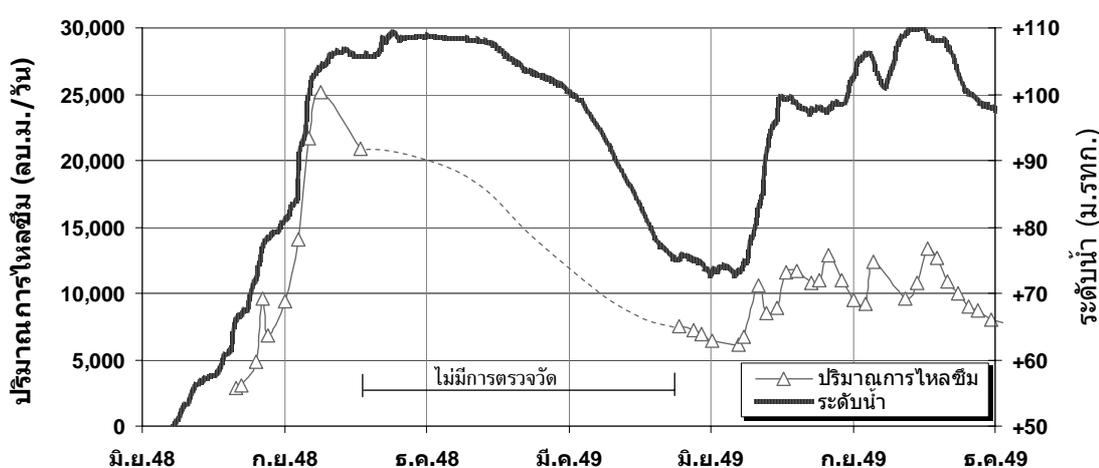
(ข) หน้าตัดแสดงระบบระบายน้ำ

ภาพที่ 72 ระบบระบายน้ำในอุโมงค์

1. การไหลซึมทั้งหมด

ในช่วงเก็บน้ำปีแรกยังไม่มีการติดตั้ง V-Notch Weir ดังนั้นจึงทำการตรวจวัดปริมาณการไหลซึมด้วยภาชนะตวงที่ท่อระบายน้ำด้านท้ายเขื่อน พบว่า ปริมาณการไหลซึมสูงสุดมีค่า 25,126 ลบ.ม./วัน (291 ลิตร/วินาที) ดังแสดงในภาพที่ 73 โดยปริมาณการไหลซึมมีค่าเพิ่มขึ้นตามระดับน้ำที่เก็บกักจนกระทั่งถึงระดับ +105 ม.รทก. แล้วการไหลซึมกลับมีแนวโน้มลดลงแม้ระดับน้ำจะเพิ่ม

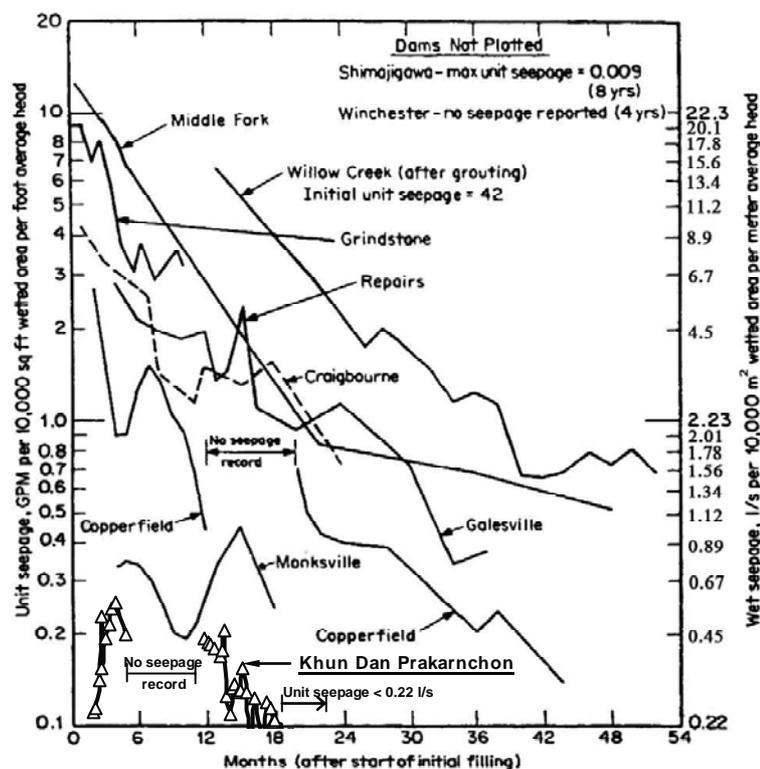
สูงขึ้น ต่อมาได้มีการติดตั้ง V-Notch Weir และได้เริ่มตรวจวัดตั้งแต่เดือนพฤษภาคม พ.ศ.2549 พบว่า ในปีที่ 2 ของการเก็บน้ำมีปริมาณการไหลซึมลดลง 50% เหลือเพียง 13,393 ลบ.ม./วัน (155 ลิตร/วินาที) ทั้งนี้เพราะเกิดการก่อตัวของหินปูน (CaCO_3) อุดตามรอยรั่วซึมในตัวเขื่อน และในขณะเดียวกันได้มีการ Grout ค้ำน้ำปูน และ Polyurethane Resin บริเวณที่มีการรั่วซึมมาก 3 แห่ง คือ เขื่อน RCC-B บริเวณ กม. 0+470 (กึ่งกลางของ Block 11) , กม. 0+500 (รอยต่อระหว่าง Block 11 และ Block 12) และเขื่อน RCC-S บริเวณ กม. 1+900 (รอยต่อระหว่าง Block 47 และ Block 48)



ภาพที่ 73 ปริมาณการไหลซึมรวมที่ผ่านตัวเขื่อนและฐานราก

โดยรวมแล้ว อาจพบว่าปริมาณน้ำที่ไหลซึมมีค่ามาก แต่เมื่อพิจารณาถึงความยาวเขื่อนและความสูงน้ำที่เก็บกักร่วมด้วย โดยการคำนวณเป็น Unit Seepage ดังแสดงในภาคผนวก ง พบว่ามีค่า Unit Seepage เพียง 0.55 ลิตร/วินาที ส่วนปีที่ 2 มีค่าลดลงเหลือ 0.26 ลิตร/วินาที ดังแสดงในภาพที่ 74 โดยเมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อน Willow Creek ซึ่งมีปัญหาด้านการรั่วซึม พบว่ามีปริมาณการไหลซึมทั้งหมด 189 ลิตร/วินาที (2/3 ของเขื่อนขุนด่านฯ) แต่เมื่อพิจารณาถึงขนาดเขื่อน (สูง 52 ม., ยาว 543 ม.) พบว่ามีค่า Unit Seepage สูงถึง 93 ลิตร/วินาที (200 เท่าของเขื่อนขุนด่านฯ) แต่สำหรับเขื่อนประเภท Japanese RCD Dam ซึ่งถูกออกแบบให้มีความที่บ้น้ำสูงเช่นเดียวกับเขื่อนคอนกรีตโดยทั่วไป ดังเช่น เขื่อน Shimajigawa (สูง 89 ม., ยาว 240 ม.) มีค่า Unit Seepage เพียง 0.02 ลิตร/วินาที อย่างไรก็ตาม หากเปรียบเทียบกับเขื่อนอื่นๆซึ่งเป็นประเภทที่ใช้เก็บกักน้ำเป็นหลักเช่นกัน ดังเช่น เขื่อน Upper Stillwater (1 ลิตร/วินาที), เขื่อน Monksville (1 ลิตร/วินาที) และเขื่อน Galesville (6 ลิตร/วินาที) เป็นต้น พบว่าเขื่อนขุนด่านฯ มีค่า Unit Seepage น้อยกว่าทั้งสิ้น (ยกเว้น

กรณีของเขื่อน Winchester ที่ไม่มีการไหลซึม) อีกทั้งยังแสดงแนวโน้มลดลงตามระยะเวลา ซึ่งแสดงถึงพฤติกรรมด้านการไหลซึมที่ดีของเขื่อน



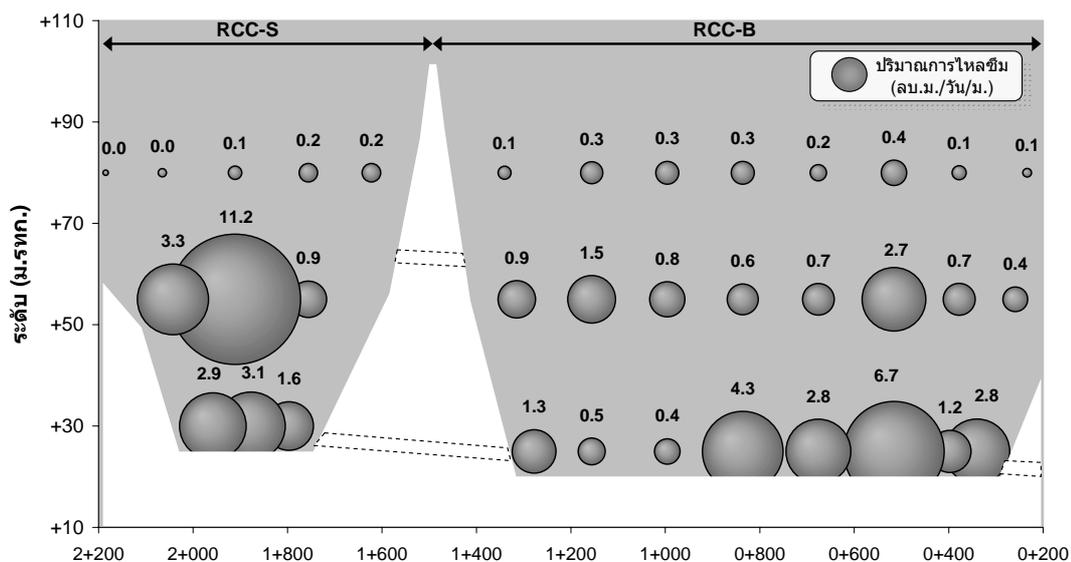
ภาพที่ 74 ค่า Unit Seepage ของเขื่อนชนิดต่างๆ เปรียบเทียบกับเขื่อน RCC อื่นๆ
ที่มา: ดัดแปลงจาก Hansen and Reinhardt (1991)

เกณฑ์ในการประเมินสภาพการรั่วซึมอีกประเภทคือ การเปรียบเทียบปริมาณการไหลซึมสูงสุดที่เกิดขึ้นกับปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างน้อยที่สุดในช่วงฤดูแล้ง โดยเมื่อพิจารณาปริมาณน้ำทำในเดือนมีนาคมซึ่งมีปริมาณน้ำไหลเข้าอ่างน้อยที่สุด 0.53 ล้าน ลบ.ม./เดือน หรือเฉลี่ยที่ 17,667 ลบ.ม./วัน (0.008% ของความจุอ่าง) พบว่า ปริมาณน้ำที่ไหลซึมในปีแรกมีค่า 25,126 ลบ.ม./วัน (0.011% ของความจุอ่าง) ซึ่งมากกว่าปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างเล็กน้อย ส่วนในปีที่ 2 มีค่าลดลงเหลือ 13,393 ลบ.ม./วัน (0.006% ของความจุอ่าง) ซึ่งน้อยกว่าปริมาณน้ำน้อยสุดที่ไหลเข้าอ่าง นอกจากนี้ ยังพบว่าปริมาณการไหลซึมมีแนวโน้มลดลงตามระยะเวลา ดังนั้นจึงเป็นสิ่งบ่งชี้ที่ดีถึงความสามารถปิดกั้นน้ำของเขื่อนโดยรวม

2. การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน

เพื่อศึกษาถึงการกระจายปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนตลอดความยาวเขื่อน จึงได้แสดงเป็นแผนภูมิฟองน้ำซึ่งเป็นช่วงเก็บน้ำปีที่ 2 ภายหลังจากติดตั้ง V-Notch Weir ดังภาพที่ 75 พบว่า อุโมงค์แต่ละระดับจะมีปริมาณการไหลซึมแตกต่างกันตามความดันน้ำในอ่างที่กระทำ โดยอุโมงค์ที่อยู่ระดับต่ำกว่าจะพบการไหลซึมมากกว่าอุโมงค์ที่อยู่ระดับสูงกว่า ดังนี้

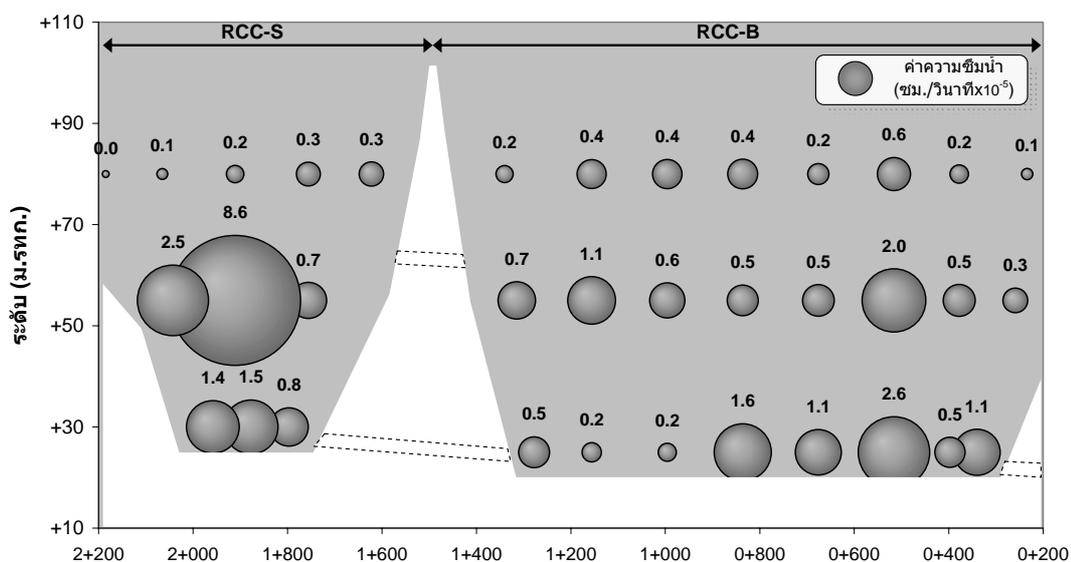
อุโมงค์ระดับล่าง GB-P (+25 ม.รทก.) และ GS-P (+30 ม.รทก.) มีปริมาณการไหลซึม 3.5 และ 3.1 ลบ.ม./วัน/ม. ตามลำดับ อุโมงค์ระดับกลาง (+55 ม.รทก.) GB-D2 และ GS-D2 มีปริมาณการไหลซึม 1.1 และ 5.2 ลบ.ม./วัน/ม. ตามลำดับ และอุโมงค์ระดับบน (+80 ม.รทก.) GB-D4 และ GS-D4 มีปริมาณการไหลซึม 0.2 และ 0.1 ลบ.ม./วัน/ม. ตามลำดับ ทั้งนี้จะเห็นได้ชัดว่า มีการไหลซึมมากถึง 11.2 ลบ.ม./วัน/ม. บริเวณกลางเขื่อนของอุโมงค์ GS-D2 ทำให้การไหลซึมเฉลี่ยของอุโมงค์นี้มีค่ามาก ซึ่งเมื่อตรวจสอบบริเวณดังกล่าวพบว่า มีน้ำไหลรั่วจากต่อระบายน้ำที่รอยต่อ (Joint Drain) ปริมาณมาก คาดว่าเกิดจากการฉีกขาดของยางกันซึม (Rubber Waterstop) ทำให้น้ำไหลผ่านรอยต่อเข้าสู่ตัวเขื่อนได้สะดวกโดยเกิดการสูญเสียศักย์น้ำเพียงเล็กน้อย ส่วนบริเวณฐานยันทั้ง 4 ตำแหน่ง ไม่พบการไหลซึมที่สูงผิดปกติแต่อย่างใด โดยตรวจพบปริมาณการไหลซึมอยู่ในช่วง 1.3 – 2.9 ลบ.ม./วัน/ม.



ภาพที่ 75 ปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนช่วงการเก็บน้ำปีที่ 2

ผลที่ได้จากการคำนวณหาปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนสามารถนำไปคำนวณหาค่าความซึมผ่านตัวเขื่อน ซึ่งเรียกว่า ความซึมน้ำเทียบเท่า (Equivalent Permeability, k_e) ดังรายละเอียดในภาคผนวก จ พบว่า ตัวเขื่อนมีค่า k_e ส่วนใหญ่อยู่ในช่วง 0.2×10^{-5} - 1.2×10^{-5} ซม./วินาที (0.1 - 1 lugeon) ดังแสดงในภาพที่ 76 โดยอุโมงค์ทั้ง 3 ระดับมีค่า k_e ใกล้เคียงกัน ยกเว้นช่วงบริเวณ กม. 0+450 ถึง 0+600 ของเขื่อน RCC-B ที่มีค่าสูงกว่าบริเวณรอบข้างอย่างเห็นได้ชัด เช่นเดียวกับกับบริเวณกลางอุโมงค์ GS-D2 ของเขื่อน RCC-S ที่มีค่า k_e สูงมากเช่นกัน ส่วนบริเวณฐานยันทั้ง 4 ตำแหน่งมีค่า k_e ปกติและใกล้เคียงกับบริเวณพื้นราบ

เมื่อเปรียบเทียบค่าความซึมน้ำเทียบเท่า (k_e) ที่ได้จากการคำนวณกับค่าความซึมน้ำ (k) ที่ได้จาก การทดสอบความซึมน้ำในระหว่างการก่อสร้างพบว่า ค่า k_e ที่ได้จากการคำนวณมีค่าส่วนใหญ่ อยู่ในเกณฑ์ดี คือมีค่าความซึมน้ำต่ำเมื่อเปรียบเทียบกับค่าความซึมน้ำ (k) ที่ได้จาก การทดสอบซึ่งมีค่าอยู่ระหว่าง 5.5×10^{-3} - 3.9×10^{-5} ซม./วินาที (เฉลี่ย 1.0×10^{-3} ซม./วินาที) ทั้งนี้เป็นเพราะ 1) เกิดการก่อตัวของหินปูน (CaCO_3) ทำให้ตัวเขื่อนมีความทึบน้ำเพิ่มขึ้น และ 2) ผลของ CVC ด้านเหนือ น้ำที่มีความทึบน้ำมากกว่า RCC ทำให้ปริมาณการไหลซึมมีค่าต่ำกว่าการไหลซึมผ่านเนื้อ RCC เพียงอย่างเดียว ดังนั้น ค่า k_e ที่ได้จากการคำนวณจึงมีค่าต่ำกว่าค่า k ที่ได้จาก การทดสอบซึ่ง เป็นความซึมน้ำผ่านเนื้อ RCC เพียงอย่างเดียว



ภาพที่ 76 ค่าความซึมน้ำผ่านตัวเขื่อนช่วงการเก็บน้ำปีที่ 2

3. การไหลซึมผ่านฐานราก

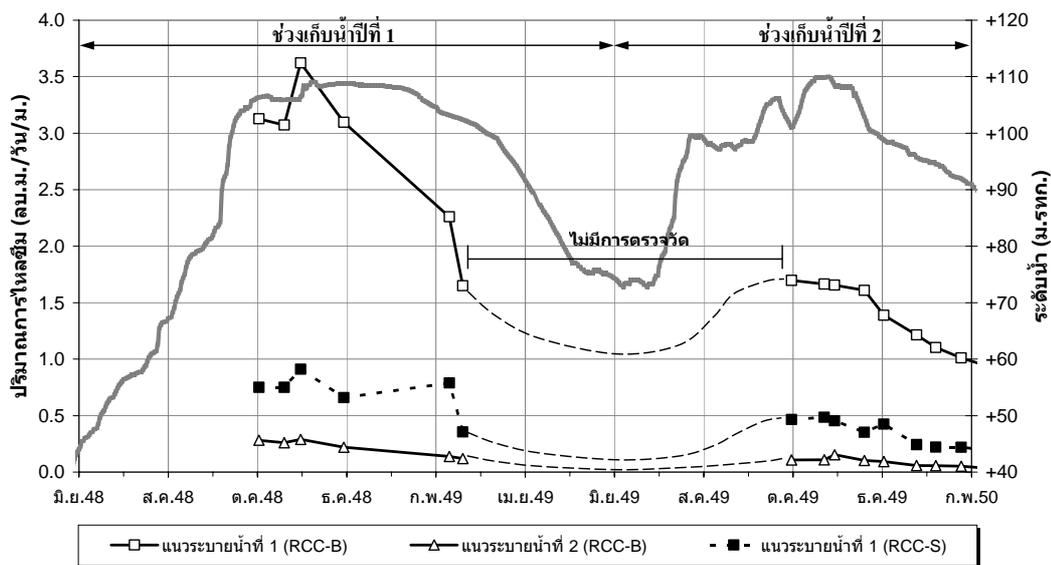
ปริมาณการไหลซึมผ่านฐานรากขึ้นอยู่กับปัจจัยหลายอย่าง เช่น ระดับน้ำในอ่าง ความซึม น้ำของหินฐานราก ประสิทธิภาพการปิดกั้นของม่านอัดดินน้ำปูนและการระบายน้ำของม่านระบายน้ำ เป็นต้น ทั้งนี้ ผลการตรวจวัดการไหลซึมผ่านฐานรากแสดงให้เห็นว่า ทั้งบริเวณพื้นราบ (Flood Plain) และฐานยื่น (Abutment) จะมีการเปลี่ยนแปลงสอดคล้องกับระดับน้ำในอ่าง ดังแสดงในภาพที่ 77 โดยในช่วงเก็บน้ำปีแรก การไหลซึมผ่านฐานรากตามแนวระบายน้ำที่ 1 และ 2 ของเขื่อน RCC-B มีค่าสูงสุด 3.62 และ 0.29 ลบ.ม./วัน/ม. ตามลำดับ แสดงให้เห็นถึงการระบายน้ำที่เกิดขึ้นได้ฐานเขื่อน RCC-B เกือบทั้งหมด (93%) จะไหลผ่านแนวระบายน้ำที่ 1 อย่างไรก็ตาม แม้ว่าแนวระบายน้ำที่ 2 จะมีปริมาณการไหลซึมน้อยกว่าถึง 10 เท่า แต่ก็เป็นส่วนที่เสริมการระบายน้ำเพื่อลดแรงดันลอยตัวได้ฐานเขื่อนในด้านท้ายน้ำ และประกันได้ว่าแรงดันลอยตัวจะไม่เกินเกณฑ์การออกแบบหากแนวระบายน้ำที่ 1 ชำรุด และเมื่อเปรียบเทียบกับผลการคาดการณ์ด้วยวิธี FEM โดย ชิโนรส (2546) ดังแสดงในตารางที่ 37 พบว่า ปริมาณการไหลซึมที่ตรวจวัดได้มีค่าใกล้เคียงกับที่คาดการณ์ แต่สัดส่วนการไหลซึมผ่านแนวระบายน้ำที่ 1 จะสูงกว่าที่คาดการณ์ แสดงให้เห็นว่า ความซึมน้ำของม่านอัดดินน้ำปูนสูงกว่าที่คาดการณ์ หรือ ประสิทธิภาพการระบายน้ำของแนวระบายน้ำที่ 2 น้อยกว่าที่คาดการณ์

สำหรับเขื่อน RCC-S ซึ่งมีม่านระบายน้ำเพียงแนวเดียว ตรวจวัดการไหลซึมได้เพียง 0.91 ลบ.ม./วัน/ม. ซึ่งน้อยกว่าเขื่อน RCC-B ถึง 4 เท่า ทั้งนี้ คาดว่าเกิดจากปัจจัยต่างๆดังต่อไปนี้ 1) เขื่อน RCC-S มีระดับฐานรากสูงกว่า 7 เมตร 2) หินฐานรากเขื่อน RCC-S มีความทึบน้ำมากกว่า และ 3) เขื่อน RCC-S มีม่านอัดดินน้ำปูนที่มีประสิทธิภาพการปิดกั้นน้ำได้ดีกว่าเขื่อน RCC-B

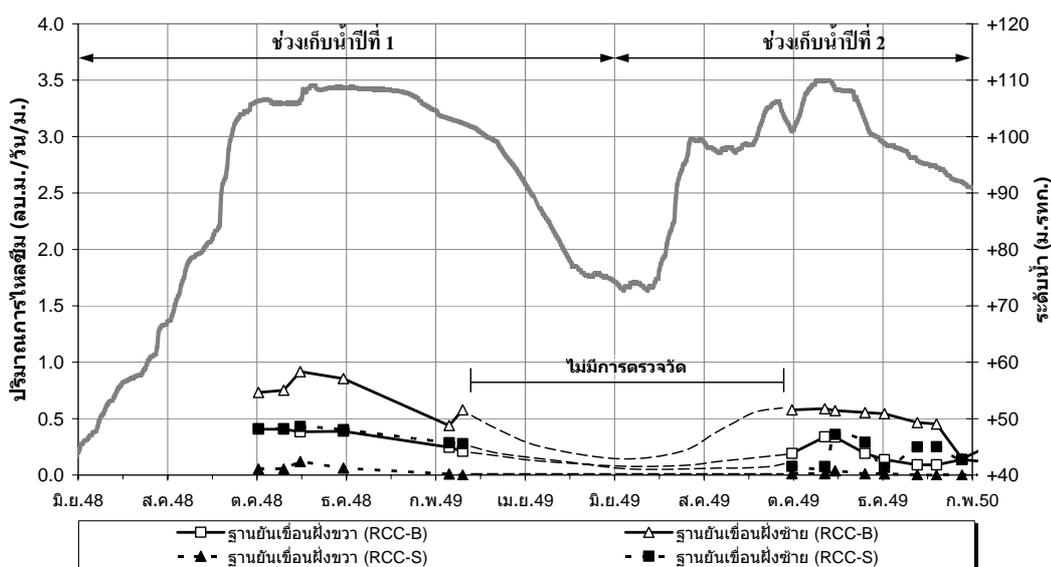
ตารางที่ 37 สรุปปริมาณการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน RCC-B

ปริมาณการไหลซึม (ลบ.ม./วัน/ม.)	ผลการตรวจวัด		ผลการวิเคราะห์ FEM (ชิโนรส, 2546)
	ปีที่ 1	ปีที่ 2	
แนวระบายน้ำที่ 1	3.62 (93%)*	1.66 (92%)	2.23 (75%)
แนวระบายน้ำที่ 2	0.29 (7%)	0.15 (8%)	0.73 (25%)

หมายเหตุ * ในวงเล็บ คือ ร้อยละของแนวระบายน้ำนั้นๆต่อแนวระบายน้ำทั้ง 2 แนว



(ก) บริเวณพื้นราบ (Flood Plain)

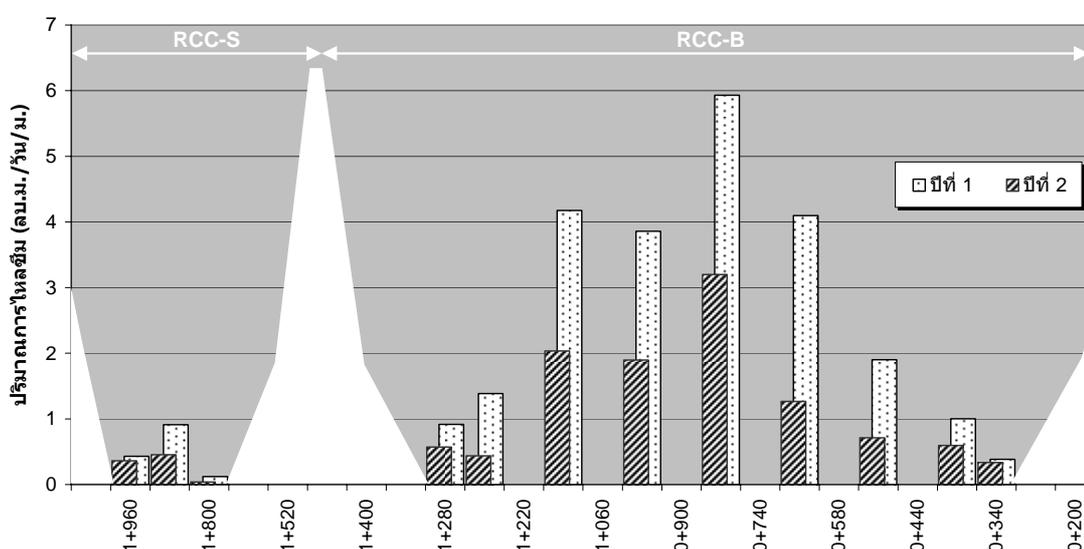


(ข) บริเวณฐานยัน (Abutment)

ภาพที่ 77 ปริมาณการไหลซึมผ่านฐานราก ณ ช่วงเวลาต่างๆ

ในปีที่ 2 ของการเก็บน้ำพบว่า เขื่อน RCC-B ยังคงมีส่วนการไหลซึมระหว่างแนวระบายน้ำที่ 1 และ 2 ใกล้เคียงกันกับปีแรก แต่ปริมาณการไหลซึมผ่านฐานรากของทั้งเขื่อน RCC-B และ RCC-S มีค่าลดลงถึง 50% ซึ่งอาจเกิดจากปัญหาการอุดตันของรูระบายน้ำ แต่เมื่อพิจารณาแรงดันน้ำได้ฐานเขื่อนร่วมด้วย พบว่า ค่าแรงดันน้ำได้ฐานเขื่อนของปีที่ 2 ลดลงเล็กน้อย ดังนั้นการไหลซึมที่ลดลงนี้จึงไม่ใช่สัญญาณที่แสดงถึงปัญหาการอุดตันของรูระบายน้ำที่ทำให้ตัวเขื่อนมีเสถียรภาพความมั่นคงลดลง แต่กลับเป็นตัวบ่งชี้ที่ดีว่าฐานรากมีความทึบน้ำเพิ่มขึ้น

เมื่อพิจารณาการไหลซึมผ่านฐานรากตลอดแนวแกนเขื่อนพบว่า เขื่อน RCC-B บริเวณพื้นราบมีปริมาณการไหลซึมสูงกว่าเขื่อน RCC-S อย่างเห็นได้ชัด ดังแสดงในภาพที่ 78 โดยเฉพาะบริเวณ กม. 0+600 ถึง 1+100 ที่มีปริมาณการไหลซึมถึง 5.9 ลบ.ม./วัน/ม. ซึ่งสอดคล้องกับลักษณะพื้นที่ฐานรากที่เป็นรอยเชื่อมต่อของกลุ่มหินภูเขาไฟหลายชนิดรวมถึงผลการสำรวจเบื้องต้นก่อนการก่อสร้างที่พบว่าบริเวณ กม. 0+700 มีความซึมน้ำสูงกว่าบริเวณอื่นมาก และเมื่อเข้าสู่ปีที่ 2 พบว่า บริเวณพื้นราบเขื่อน RCC-B และ RCC-S มีปริมาณการไหลซึมลดลง 40 – 70 % ส่วนบริเวณฐานเขื่อนนั้นปริมาณการไหลซึมต่ำและลดลงเพียงเล็กน้อยเมื่อเข้าสู่การเก็บน้ำปีที่ 2



ภาพที่ 78 ปริมาณการไหลซึมผ่านฐานรากตลอดแนวแกนเขื่อน

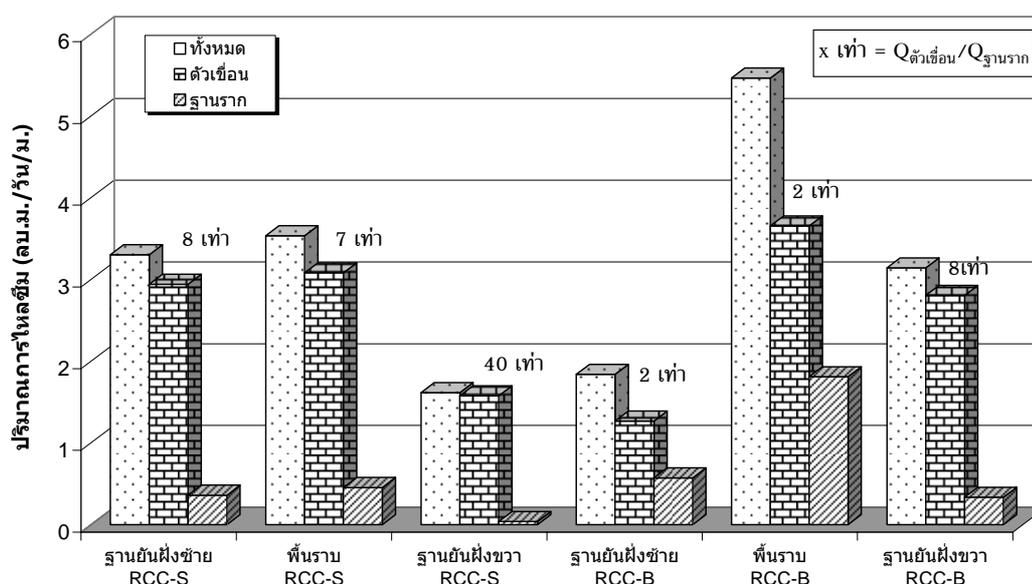
4. สัดส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก

เมื่อพิจารณาเปรียบเทียบสัดส่วนปริมาณน้ำที่ไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากพบว่า การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนมีค่ามากกว่าฐานรากประมาณ 4.5 เท่า โดยในปีแรกของการเก็บน้ำ ปริมาณน้ำที่ไหลซึมกว่า 81% จะไหลผ่านตัวเขื่อน และแม้ว่าปีที่ 2 จะมีปริมาณการไหลซึมลดลงเหลือเพียงครึ่งหนึ่งของการเก็บน้ำปีแรก แต่สัดส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนต่อฐานรากยังคงใกล้เคียงกับปีแรก คือมีค่า 82:18 (การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนมากกว่าฐานราก 4.6 เท่า) ดังแสดงในตารางที่ 38 และเมื่อระดับน้ำในอ่างลดลงเหลืออยู่ที่ +85 ม.รทก. (2/3 ของความสูงน้ำเต็มอ่าง) ปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนจะมีค่าลดลงมากกว่าการไหลซึมที่ผ่านฐานราก ทำให้สัดส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนต่อฐานรากมีค่าเปลี่ยนแปลงเป็น 70:30 (การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนมากกว่าฐานราก 2.5 เท่า)

ตารางที่ 38 สรุปปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานราก

ปีการเก็บกักน้ำ	ปริมาณการไหลซึม (ลบ.ม./วัน)			ตัวเขื่อน/ฐานราก
	การไหลซึมทั้งหมด	ผ่านตัวเขื่อน	ผ่านฐานราก	
ปีที่ 1	25,126	20,474 (81%)	4,652 (19%)	4.4 เท่า
ปีที่ 2	13,393	11,021 (82%)	2,372 (18%)	4.6 เท่า

และเมื่อพิจารณาตามลักษณะพื้นที่ในช่วงการเก็บน้ำปีที่ 2 ภายหลังการติดตั้ง V-Notch Weir พบว่า ปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนบริเวณพื้นราบของทั้งเขื่อน RCC-B และ RCC-S มีค่าใกล้เคียงกันคือ 3.7 และ 3.1 ลบ.ม./วัน/ม. ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 79 แต่เนื่องจากปริมาณการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน RCC-B สูงกว่า RCC-S มาก ดังนั้น อัตราส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนต่อฐานรากของเขื่อน RCC-B และ RCC-S จึงแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัดคือ 2 และ 7 เท่า ตามลำดับ ส่วนบริเวณฐานยันค่อนข้างจะมีอัตราส่วนการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนต่อฐานรากแตกต่างกันมากคือ ตั้งแต่ 2 – 40 เท่า ซึ่งค่าที่แตกต่างถึง 40 เท่าที่เกิดขึ้นบริเวณฐานยันฝั่งขวาของเขื่อน RCC-S นี้ไม่ได้แสดงว่าตัวเขื่อนมีการรั่วซึมมากผิดปกติ แต่เป็นเพราะการไหลซึมผ่านฐานรากบริเวณดังกล่าวมีค่าต่ำเพียง 0.04 ลบ.ม./วัน/ม.



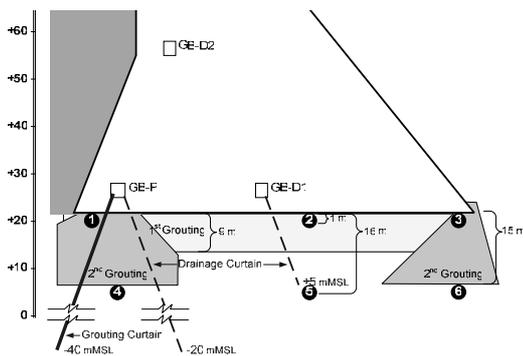
ภาพที่ 79 ปริมาณการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากช่วงการเก็บน้ำปีที่ 2

พฤติกรรมด้านแรงดันน้ำใต้ฐานเขื่อน

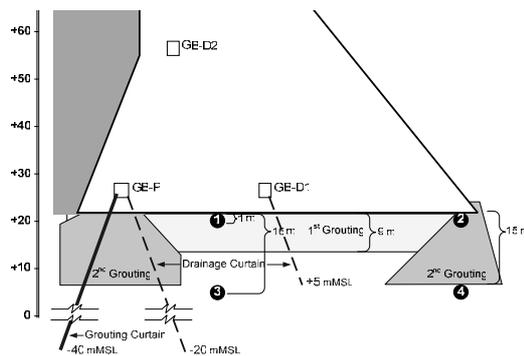
เมื่อมีการเก็บกักน้ำในอ่าง ข่อมเกิดการไหลซึมของน้ำผ่านตัวเขื่อนและฐานราก ซึ่งการไหลซึมดังกล่าวข่อมทำให้เกิดแรงดันน้ำที่กระทำทั้งภายในตัวเขื่อนและบริเวณใต้ฐานเขื่อน โดยเรียกแรงดันน้ำดังกล่าวว่า แรงดันลอยตัว (Uplift Pressure) ซึ่งเป็นแรงดันที่ส่งผลให้เขื่อนบริเวณที่ถูกกระทำเกิดการยกตัว และหากแรงดันนี้มีค่าสูงก็จะส่งผลให้ความมั่นคงของเขื่อนลดลงตามไปด้วย

แรงดันน้ำหรือความดันน้ำ (Pressure Head, h_p) สามารถถูกตรวจวัดได้จากมาตรวัดความดันน้ำหรือพิโซมิเตอร์ (Piezometer) แต่เนื่องจากเขื่อนขุนด่านฯ มีการติดตั้งพิโซมิเตอร์เฉพาะในหินฐานรากใต้ฐานเขื่อนเท่านั้น ดังนั้น การวิเคราะห์ผลในส่วนนี้จึงพิจารณาเฉพาะแรงดันน้ำที่กระทำบริเวณใต้ฐานเขื่อน (แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน)

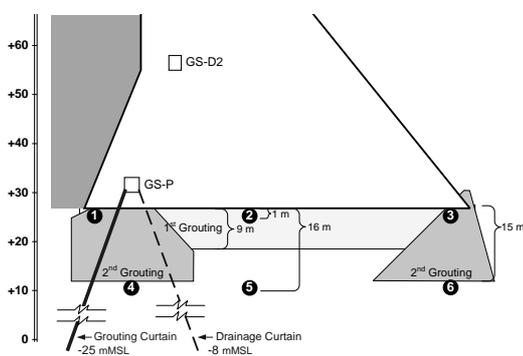
เขื่อนขุนด่านฯ มีการติดตั้งพิโซมิเตอร์ในหินฐานรากทั้งหมด 106 หัววัด แบ่งเป็น 2 รูปแบบการติดตั้ง คือ หน้าตัดที่มีพิโซมิเตอร์ 6 หัววัดและหน้าตัดพิโซมิเตอร์ 4 หัววัด ดังภาพที่ 80 แสดงหน้าตัดเขื่อน RCC-B และ RCC-S ที่มีพิโซมิเตอร์ 6 และ 4 หัววัด ซึ่งจากการวิเคราะห์ผลโดยรวม พบว่า แต่ละหน้าตัดจะแสดงพฤติกรรมคล้ายคลึงกันและสอดคล้องกับระดับน้ำในอ่าง ดังนั้น ตัวแทนหน้าตัดที่ใช้ในการวิเคราะห์จึงมี 2 หน้าตัดหลักคือ เขื่อน RCC-B ใช้หน้าตัด MBL6 (6 หัววัด) ที่ กม. 0+916 ระดับฐานราก +22 ม.รทก. เป็นหน้าตัดหลัก และมีหน้าตัด MBL5 (4 หัววัด) ที่ กม. 1+036 ระดับฐานราก +21 ม.รทก. เป็นหน้าตัดเสริมในการวิเคราะห์แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน ส่วนเขื่อน RCC-S ใช้หน้าตัด MS4 (6 หัววัด) ที่ กม. 1+837 ระดับฐานราก +27 ม.รทก. เป็นหน้าตัดหลัก และมีหน้าตัด MS3 (4 หัววัด) ที่ กม. 1+760 ระดับฐานราก +31 ม.รทก. เป็นหน้าตัดเสริมในการวิเคราะห์เช่นกัน



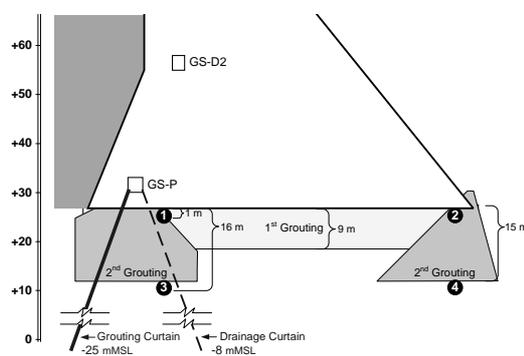
(ก) เขื่อน RCC-B (6 หัววัด)



(ข) เขื่อน RCC-B (4 หัววัด)



(ค) เขื่อน RCC-S (6 หัววัด)



(ง) เขื่อน RCC-S (4 หัววัด)

ภาพที่ 80 หน้าตัดทั่วไปของการติดตั้งพีโซมิเตอร์

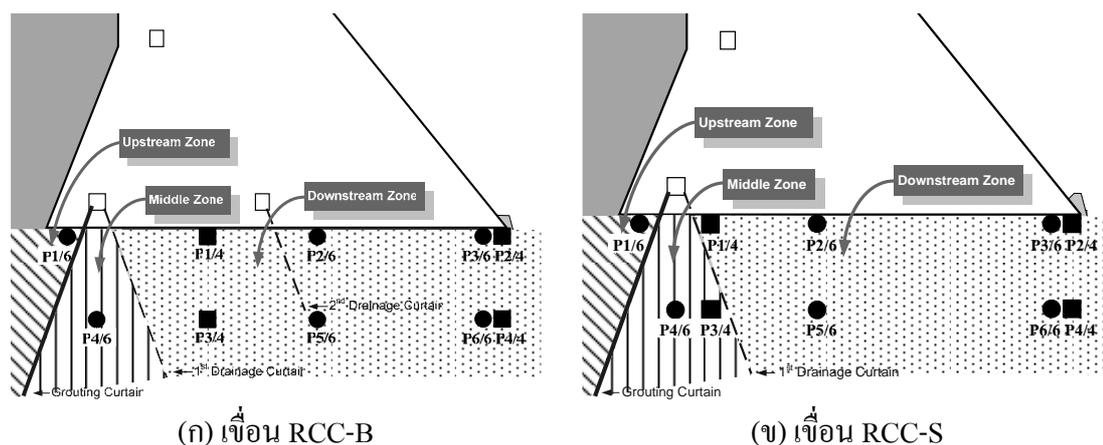
1. ความดันน้ำในหินฐานรากเขื่อน

ความดันน้ำที่เกิดขึ้นในหินฐานรากแต่ละตำแหน่งมีค่าแตกต่างกันตามลักษณะของหินฐานราก เช่น รอยแตก, รอยแยก, การวางตัวของชั้นหิน และค่าความชื้นน้ำ ฯลฯ อีกทั้งยังขึ้นอยู่กับประสิทธิภาพการทำงานของระบบควบคุมการไหลซึมคือ ม่านอัดฉีดน้ำปูน (Grouting Curtain) และม่านระบายน้ำ (Drainage Curtain) ซึ่งโดยรวมแล้วจะสามารถแบ่งขอบเขตพื้นที่ฐานรากเป็น 3 ส่วน (Zone) ตามลักษณะพฤติกรรมของความดันน้ำที่เกิดขึ้น ดังแสดงในภาพที่ 81

1) พื้นที่ส่วนหน้า (Upstream Zone) คือ พื้นที่ด้านหน้าม่านอัดฉีดน้ำปูน ครอบคลุมเฉพาะ หัววัด P1/6 พื้นที่ส่วนหน้าเป็นพื้นที่ที่เกิดความดันน้ำสูงและมีค่าเปลี่ยนแปลงอย่างชัดเจนตามระดับน้ำที่เก็บกักเมื่อเปรียบเทียบกับพื้นที่อื่น โดยเกิดความดันน้ำสูงสุดบริเวณตีนเขื่อนด้านหน้า และลดลงเล็กน้อยตามระยะทางซึ่งขึ้นอยู่กับความทึบน้ำของฐานราก

2) พื้นที่ส่วนกลาง (Middle Zone) คือ พื้นที่ระหว่างม่านอัดฉีดน้ำปูนและม่านระบายน้ำ แนวที่ 1 โดยเขื่อน RCC-B จะครอบคลุมเฉพาะหัววัด P4/6 ส่วนเขื่อน RCC-S จะครอบคลุมหัววัด P4/6 และ P3/4 พื้นที่ส่วนกลางเป็นพื้นที่ที่เกิดความดันน้ำน้อยกว่าพื้นที่ส่วนหน้า ทั้งนี้เนื่องจากม่านอัดฉีดน้ำปูนทำหน้าที่ลดความเร็วของการไหลซึมและลดความดันน้ำ และหากตำแหน่งหัววัดอยู่ใกล้ม่านระบายน้ำ ก็จะมีการสูญเสียศักย์น้ำอย่างเห็นได้ชัด

3) พื้นที่ส่วนท้าย (Downstream Zone) คือ พื้นที่ด้านหลังม่านระบายน้ำแนวที่ 1 ครอบคลุมหัววัดส่วนที่เหลือคือ เขื่อน RCC-B ครอบคลุมหัววัด P2/6, P3/6, P5/6, P6/6, P1/4, P2/4, P3/4 และ P4/4 ส่วนเขื่อน RCC-S ครอบคลุมหัววัด P2/6, P3/6, P5/6, P6/6, P1/4, P2/4 และ P4/4 เป็นพื้นที่ที่เกิดความดันน้ำต่ำที่สุดและแทบจะไม่มีอิทธิพลของน้ำในอ่าง เนื่องจากประสิทธิภาพที่ดีของม่านอัดฉีดน้ำปูนและม่านระบายน้ำ



(ก) เขื่อน RCC-B

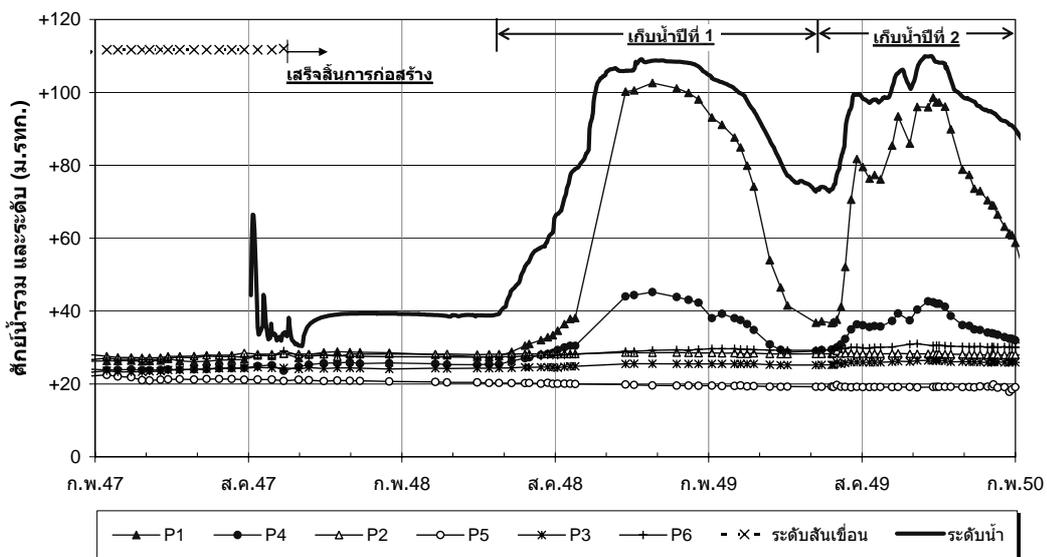
(ข) เขื่อน RCC-S

ภาพที่ 81 การแบ่งขอบเขตพื้นที่ตามลักษณะความดันน้ำใต้ฐานเขื่อน

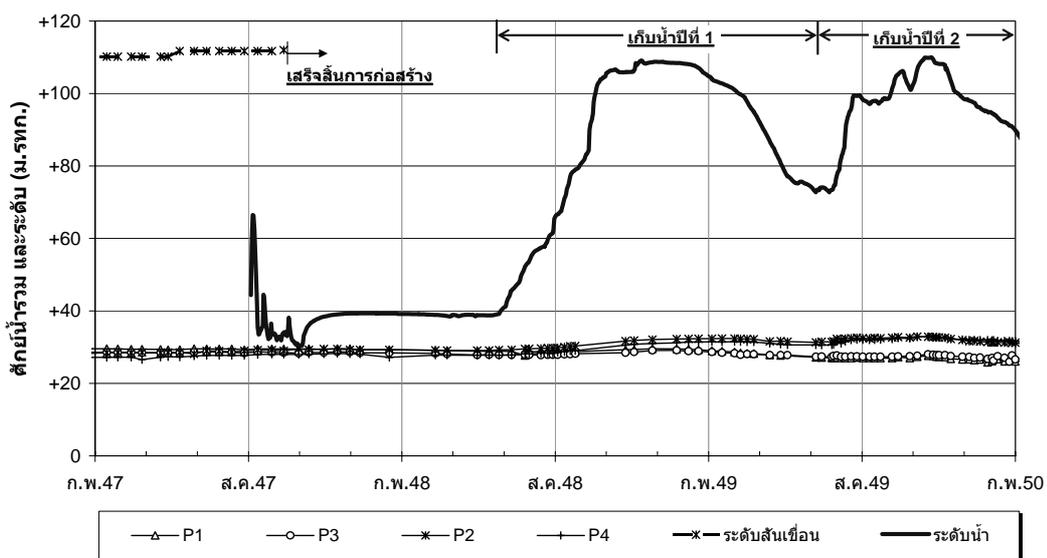
เมื่อพิจารณาความดันน้ำที่เกิดขึ้นให้อยู่ในรูปของศักย์น้ำรวม (Piezometric Head หรือ Total Head, h) พบว่า ศักย์น้ำรวมในฐานรากเขื่อน RCC-B หน้าตัด MBL6 (6 หัววัด) ของช่วงเก็บน้ำปีแรกมีค่าที่ตรวจวัดได้สูงสุดที่ดินเขื่อนด้านเหนือ (หัววัด P1) 103 ม.รทก. ดังแสดงในภาพที่ 82(ก) และเกิดการสูญเสียศักย์น้ำอย่างชัดเจนเมื่อน้ำไหลซึมผ่านม่านอัดฉีดน้ำปูน โดยหัววัด P4 ตรวจวัดได้ 45 ม.รทก. ส่วนหัววัด P2, P3, P5 และ P6 ซึ่งอยู่หลังม่านระบายน้ำ มีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยตามระดับน้ำที่เก็บกัก โดยมีค่าอยู่ในช่วง 20 - 30 ม.รทก. ซึ่งใกล้เคียงกับระดับน้ำใต้ดินที่ +25 ม.รทก. และเมื่อเข้าสู่ปีที่ 2 ของการเก็บน้ำ พบว่า ค่าศักย์น้ำรวมของหัววัด P1 และ P4

ลดลงเหลือ 99 และ 43 ม.รทก. ตามลำดับ (ความดันน้ำลดลง 4 – 6 % เมื่อเทียบกับปีแรก) และหัววัดอื่นๆที่อยู่หลังม่านระบายน้ำยังคงแสดงค่าคงที่และใกล้เคียงกับปีแรกของการเก็บน้ำ ในทำนองเดียวกัน สำหรับหน้าตัด MBL5 ซึ่งมีหัววัดทั้งหมด 4 หัววัดอยู่หลังม่านระบายน้ำ มีค่าศักย์น้ำรวมและมีพฤติกรรมเหมือนกับหัววัดที่อยู่พื้นที่ส่วนท้าย (Downstream Zone) ของหน้าตัด MBL6 เช่นกัน ดังแสดงในภาพที่ 82(ข)

ส่วนกรณีของเขื่อน RCC-S ที่มีม่านระบายน้ำเพียงแนวเดียวนั้นแสดงพฤติกรรมด้านความดันน้ำเหมือนกับเขื่อน RCC-B แต่จะแตกต่างกันเพียงเกิดค่าศักย์น้ำรวมน้อยกว่า ดังภาพที่ 83 แสดงการเปลี่ยนแปลงศักย์น้ำรวมของหน้าตัด MS4 โดยพบว่า ปีแรกของการเก็บน้ำ หัววัด P1 และ P4 ตรวจวัดได้ 74 และ 43 ม.รทก. ตามลำดับ และปีที่ 2 ของการเก็บน้ำ ค่าศักย์น้ำรวมของหัววัด P1 และ P4 ลดลงเหลือ 67 และ 40 ม.รทก. ตามลำดับ (ความดันน้ำลดลง 10 – 15 % เมื่อเทียบกับปีแรก) ส่วนหัววัด P2, P3, P5 และ P6 ซึ่งอยู่หลังม่านระบายน้ำ มีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยตามระดับน้ำที่เก็บกักและมีค่าอยู่ในช่วง 25 - 30 ม.รทก. ซึ่งใกล้เคียงกับระดับน้ำใต้ดินที่ +30 ม.รทก. ในทำนองเดียวกัน สำหรับหน้าตัด MS3 (4 หัววัด) พบว่า มีค่าศักย์น้ำรวมที่ 30 ม.รทก. ของทั้งการเก็บน้ำปีที่ 1 และ 2 ซึ่งใกล้เคียงกับระดับน้ำใต้ดินและน้ำในอ่างแทบจะไม่ส่งผลกระทบต่อศักย์น้ำรวมที่ตรวจวัดได้ ดังนั้น จึงเป็นสิ่งยืนยันที่ดีถึงประสิทธิภาพการระบายน้ำของม่านระบายน้ำเช่นเดียวกับหน้าตัดอื่นๆ

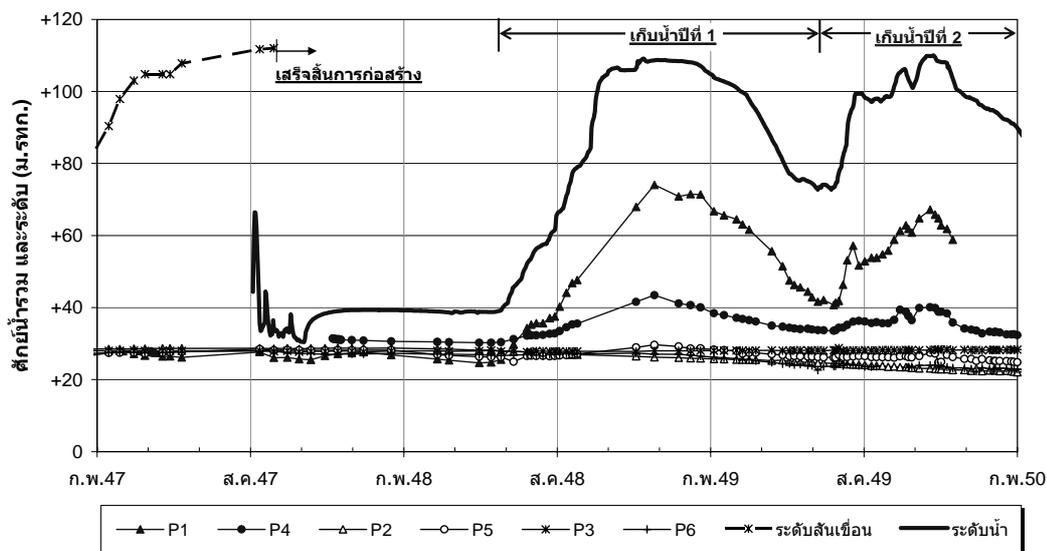


(ก) หน้าตัด MBL6 (6 หัววัด)

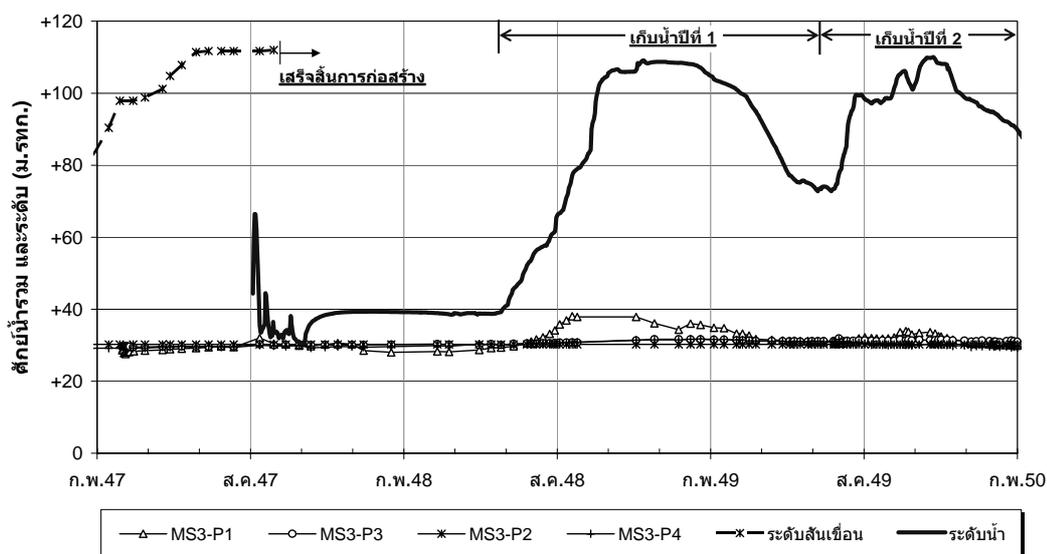


(ข) หน้าตัด MBL5 (4 หัววัด)

ภาพที่ 82 การเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ฐานเขื่อน RCC-B



(ก) หน้าตัด MS4 (6 หัววัด)



(ข) หน้าตัด MS3 (4 หัววัด)

ภาพที่ 83 การเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ฐานเขื่อน RCC-S

เพื่อให้สามารถมองเห็นภาพได้ชัดเจนว่าความดันน้ำที่ตรวจวัดได้บริเวณนั้นมีค่าสูงผิดปกติหรือไม่เมื่อเปรียบเทียบกับความดันน้ำด้านหน้าเขื่อน อีกทั้งทำให้ทราบถึงสัดส่วนการสูญเสียศักย์น้ำใต้พื้นที่จากสัดส่วนของค่าที่คำนวณได้ จึงใช้ค่า ความดันน้ำประสิทธิผล (h_{pe}) เป็นตัวบ่งบอกถึงสภาพดังกล่าว โดยค่า h_{pe} คือ อัตราส่วนความดันน้ำที่ตรวจวัดได้ต่อค่าความสูงน้ำในอ่างเหนือหัววัด กล่าวคือในกรณีที่ไม่มี การสูญเสียศักย์น้ำจะมีค่า h_{pe} 100%

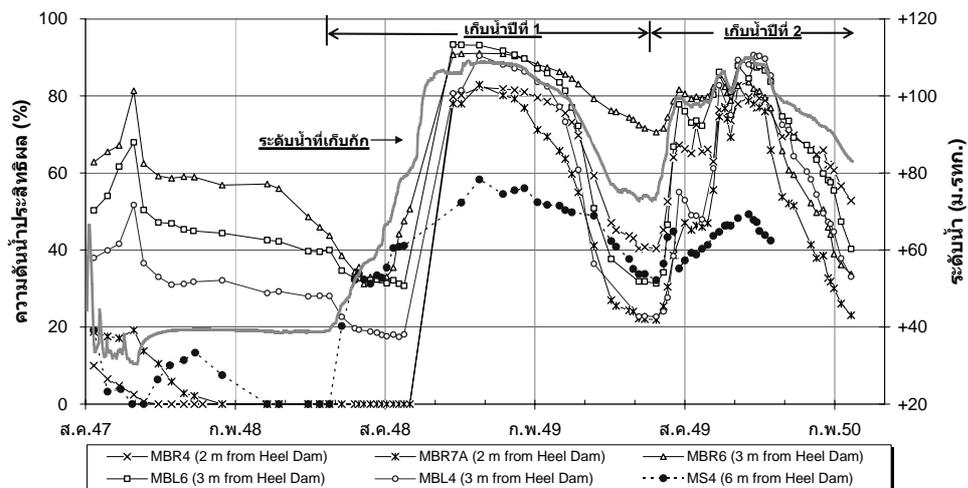
เมื่อพิจารณาถึงค่า h_{pe} ของแต่ละพื้นที่ (Zone) ดังแสดงในภาพที่ 84 พบว่า ในช่วงก่อนที่จะเริ่มเก็บน้ำในปีแรก ทุกๆพื้นที่จะมีค่า h_{pe} สูง แม้ว่าระดับน้ำในอ่างยังคงมีค่าน้อย ($< +40$ ม.รทก.) ทั้งนี้เนื่องจาก อิทธิพลของระดับน้ำใต้ดินซึ่งอยู่ในช่วง $+25$ ถึง $+30$ ม.รทก. ดังนั้น ความดันน้ำที่ตรวจวัดได้จึงมีค่าสูงเมื่อเปรียบเทียบกับระดับน้ำในอ่าง โดยเมื่อเขื่อนเริ่มเก็บน้ำ ค่า h_{pe} ของแต่ละพื้นที่ที่มีการตอบสนองแตกต่างกันตามประสิทธิภาพของระบบควบคุมการไหลซึมดังต่อไปนี้

พื้นที่ส่วนหน้า (Upstream Zone) ซึ่งอยู่ด้านหน้าม่านอัดดินน้ำปูนจะเกิดการสูญเสียศักย์น้ำบางส่วน โดยขึ้นอยู่กับความทึบน้ำของฐานรากและระยะห่างของหัววัดกับดินเขื่อนด้านเหนือน้ำ ซึ่งผลการตรวจวัดพบว่ามีค่าความดันน้ำประสิทธิผล (h_{pe}) อยู่ระหว่าง $60 - 93$ % โดยกลุ่มหน้าตัดเขื่อน RCC-B ที่มีหัววัดห่างจากดินเขื่อนด้านเหนือน้ำ $2 - 3$ เมตร มีค่า h_{pe} $80 - 93$ % ส่วนหน้าตัด MS4 ซึ่งมีหัววัดห่างจากดินเขื่อน 6 เมตร จะเกิดการสูญเสียศักย์น้ำมากกว่าคือมีค่า h_{pe} 60 % ดังแสดงในภาพที่ 85 ซึ่งสาเหตุที่หน้าตัด MS4 เกิดการสูญเสียศักย์น้ำมากกว่าหน้าตัดอื่นเพราะว่า หัววัดห่างจากดินเขื่อนด้านเหนือน้ำมากกว่า ประกอบกับหินฐานรากมีความทึบน้ำมากกว่า

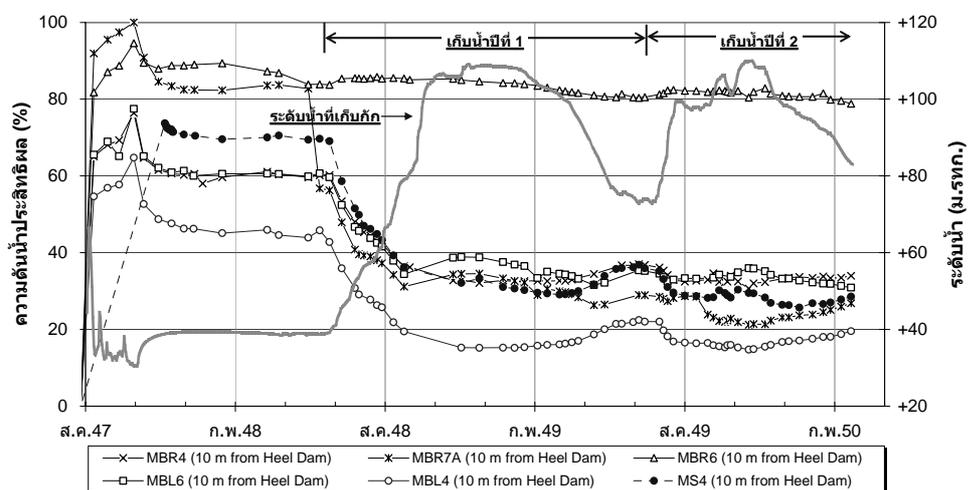
พื้นที่ส่วนกลาง (Middle Zone) มีประสิทธิภาพการปิดกั้นของม่านอัดดินน้ำปูนเป็นปัจจัยหลักในการลดความดันน้ำ ปกติพื้นที่บริเวณนี้จะมีค่า h_{pe} อยู่ระหว่าง $20 - 40$ % ยกเว้นหน้าตัด MBR6 ที่มีค่าสูงถึง 85 % และมีค่าใกล้เคียงกับหัววัด P1 ที่อยู่หน้าม่านอัดดินน้ำปูน จึงแสดงถึงประสิทธิภาพต่ำในการปิดกั้นน้ำ อย่างไรก็ตาม หัววัดที่เหลือทั้ง 4 หัววัดที่อยู่ด้านหลังม่านระบายน้ำของหน้าตัดนี้ยังคงแสดงค่าศักย์น้ำรวมใกล้เคียงกับระดับน้ำใต้ดิน และมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อยไม่เกิน 1 เมตรภายหลังเก็บกักน้ำ ดังนั้น จึงกล่าวในเบื้องต้นได้ว่า ความดันน้ำบริเวณหลังม่านระบายน้ำของหน้าตัด MBR6 นี้มีค่าปกติ ซึ่งเกิดจากประสิทธิภาพที่ดีของม่านระบายน้ำ

พื้นที่ส่วนท้าย (Downstream Zone) ของทุกๆหน้าตัดมีค่า h_{pe} สูงสุดไม่เกิน 15 % ซึ่งอิทธิพลของน้ำในอ่างทำให้พื้นที่บริเวณนี้มีค่าความดันน้ำเพิ่มขึ้นจากเดิมเมื่อยังไม่มีการเก็บน้ำเพียงเล็กน้อยประมาณ 2 เมตร (สูงสุด 8 เมตรในปีแรก และลดลงเหลือ 4 เมตรในปีที่ 2 ของการเก็บน้ำ) ดังนั้น จึงกล่าวได้ว่า ม่านระบายน้ำของทุกหน้าตัดสามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพ

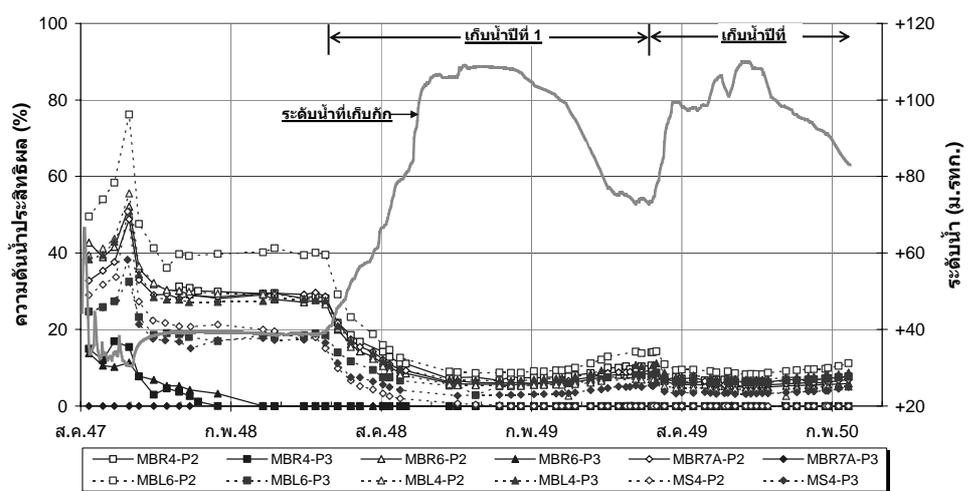
นอกจากนี้ยังพบว่า ค่า h_{pe} ที่ตรวจวัดได้แต่ละพื้นที่ส่วนใหญ่มีค่าใกล้เคียงกับผลวิเคราะห์ของซิโนรส (2546) ที่คาดว่าพื้นที่ส่วนหน้า ส่วนกลางและส่วนท้ายจะมีค่า h_{pe} ประมาณ 90 , 46 และ 9 % ตามลำดับ ดังนั้น จึงเป็นเกณฑ์หนึ่งที่ยังบ่งบอกถึงการทำงานปกติของระบบควบคุมการไหลซึม



(ก) พื้นที่ส่วนหน้า (Upstream Zone)



(ข) พื้นที่ส่วนกลาง (Middle Zone)



(ค) พื้นที่ส่วนท้าย (Downstream Zone)

ภาพที่ 84 ความดันน้ำประสิทธิผลบริเวณพื้นที่ต่างๆ

ในภาพรวมเบื้องต้นนี้สรุปได้ว่า ผลการปรับปรุงคุณภาพหินฐานรากและประสิทธิภาพของระบบควบคุมการไหลซึมในหินฐานรากอยู่ในเกณฑ์ที่ดี เนื่องจาก ความดันน้ำใต้ฐานเขื่อนมีค่าลดลงตามระยะทางที่น้ำไหลผ่าน และลดลงอย่างชัดเจนเมื่อไหลซึมผ่านม่านอัดฉีดน้ำปูน โดยเฉพาะบริเวณพื้นที่ที่อยู่ด้านหลังม่านระบายน้ำ พบว่ามีค่าศักย์น้ำรวมใกล้เคียงกับระดับน้ำใต้ดินและมีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยตามระดับน้ำในอ่าง สิ่งต่างๆเหล่านี้จึงเป็นพฤติกรรมที่บ่งบอกถึงความมั่นคงที่ดีของตัวเขื่อนเมื่อทำการเก็บกักน้ำและมีแนวโน้มปลอดภัยยิ่งขึ้นในอนาคต เนื่องจาก ความดันน้ำใต้ฐานเขื่อนมีค่าลดลงเมื่อเข้าสู่ช่วงเก็บน้ำปีที่ 2 ดังแสดงในตารางที่ 39

ตารางที่ 39 สรุปค่าความดันน้ำที่เกิดขึ้นในหินฐานราก

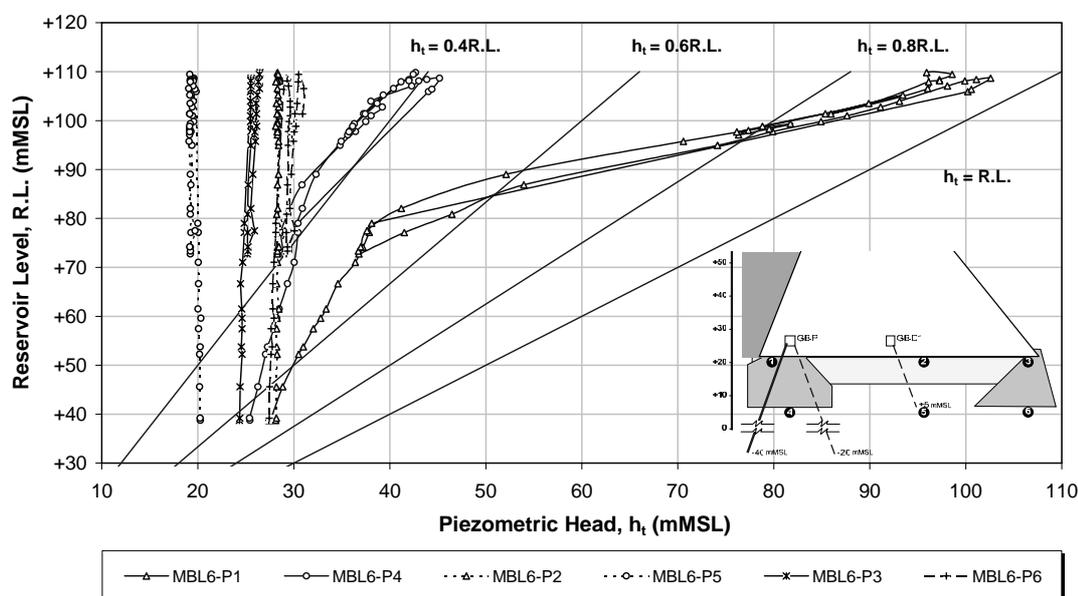
พื้นที่ (Zone)	h_p (เมตร)		h_{pe} (%)		h_t (ม.รทก.)	
	ปีที่ 1	ปีที่ 2	ปีที่ 1	ปีที่ 2	ปีที่ 1	ปีที่ 2
พื้นที่ส่วนหน้า (Upstream Zone)	73 (50 - 83)*	69 (40 - 80)	83 (60 - 93)	78 (50 - 90)	94 (75 - 103)	90 (65 - 100)
พื้นที่ส่วนกลาง (Middle Zone)	38 (20 - 87)	35 (20 - 85)	37 (20 - 85)	34 (20 - 80)	47 (30 - 93)	43 (25 - 90)
พื้นที่ส่วนท้าย (Downstream Zone)	5 (2 - 8)	5 (2 - 8)	10 (2 - 15)	10 (2 - 15)	25 (20 - 30)	25 (20 - 30)

หมายเหตุ * ในวงเล็บคือ ช่วงขอบเขตที่ตรวจวัดได้

2. ความสัมพันธ์ระหว่างความดันน้ำและระดับน้ำในอ่าง

เมื่อพิจารณาถึงอิทธิพลของระดับน้ำในอ่างต่อความดันน้ำที่เกิดขึ้นในหินฐานรากโดยการศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่าศักย์น้ำรวม (Piezometric Head หรือ Total Head, h_t) กับระดับน้ำในอ่าง (Reservoir Level, R.L.) ของหน้าตัด 6 หัววัด พบว่า ศักย์น้ำรวมที่ตรวจวัดได้จากหัววัด P1 ซึ่งอยู่หน้าม่านอัดฉีดน้ำปูน และหัววัด P4 ซึ่งอยู่หลังม่านอัดฉีดน้ำปูน มีค่าเปลี่ยนแปลงตามระดับน้ำอย่างเห็นได้ชัด โดยพฤติกรรมที่ตรวจพบจะแสดงค่าศักย์น้ำรวมเปลี่ยนแปลงในรูปแบบเชิงเส้นคู่ (Bilinear) ดังนี้

ที่ระดับน้ำต่ำกว่า +80 ม.รทก. ความดันน้ำที่ตรวจวัดได้จากหัววัด P1 และ P4 มีค่าเพิ่มขึ้นไม่มาก โดยมีอัตราการเปลี่ยนแปลงศักย์น้ำรวมต่อระดับน้ำในอ่างน้อย ดังแสดงในภาพที่ 85 ซึ่งกราฟเส้นตรงช่วงแรกมีความชัน 0.3 และ 0.1 ตามลำดับ กล่าวคือ หัววัด P1 และ P4 มีอัตราการเพิ่มศักย์น้ำรวมเพียง 0.3 และ 0.1 เท่าของอัตราการเพิ่มของระดับน้ำ ตามลำดับ แต่เมื่อระดับน้ำสูงกว่า +80 ม.รทก. ค่าศักย์น้ำรวมเพิ่มขึ้นอย่างกะทันหัน โดยหัววัด P1 และ P4 มีความชันของกราฟเปลี่ยนไปเป็น 2.2 และ 0.4 ตามลำดับ ทั้งนี้คาดว่าเกิดเพราะหินเกิดการแยกและทำให้น้ำซึมผ่านได้ง่ายขึ้น ซึ่งเกิดจาก 2 สาเหตุร่วมกันคือ จุดศูนย์กลางของตัวเขื่อนเลื่อนตำแหน่งไปด้านท้ายน้ำ ทำให้น้ำหนักเขื่อนที่ตกลงหินฐานรากส่วนหน้าน้อยลง และอีกสาเหตุคือ ความดันน้ำสูงมากจนกระทั่งทำให้หินเกิดการแยก และเมื่อระดับน้ำในอ่างลดลงจาก +110 ถึง +80 ม.รทก. ก็พบว่ามีความผิดปกติคล้ายกับช่วงที่ระดับน้ำเพิ่มขึ้นคือ หัววัด P1 และ P4 มีอัตราการลดศักย์น้ำรวม 2.2 และ 0.4 เท่าของอัตราการลดของระดับน้ำ ตามลำดับเช่นกัน และเมื่อเข้าสู่การเก็บน้ำปีที่ 2 ลักษณะการเปลี่ยนแปลงศักย์น้ำรวมก็มีลักษณะคล้ายกับการเก็บน้ำในปีแรก แต่เนื่องจาก ยังไม่เคยพร่องน้ำในอ่างลงต่ำกว่าระดับ +80 ม.รทก. จึงไม่อาจทราบพฤติกรรมในช่วงนี้ได้ว่าความชันของกราฟจะมีค่าใกล้เคียงกับปีแรกของการเก็บน้ำหรือไม่ ส่วนหัววัดอื่นๆ ที่อยู่หลังม่านระบายน้ำแสดงค่าค่อนข้างคงที่กับการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในอ่าง ซึ่งแสดงถึงประสิทธิภาพที่ดีของม่านระบายน้ำโดยทั่วไป



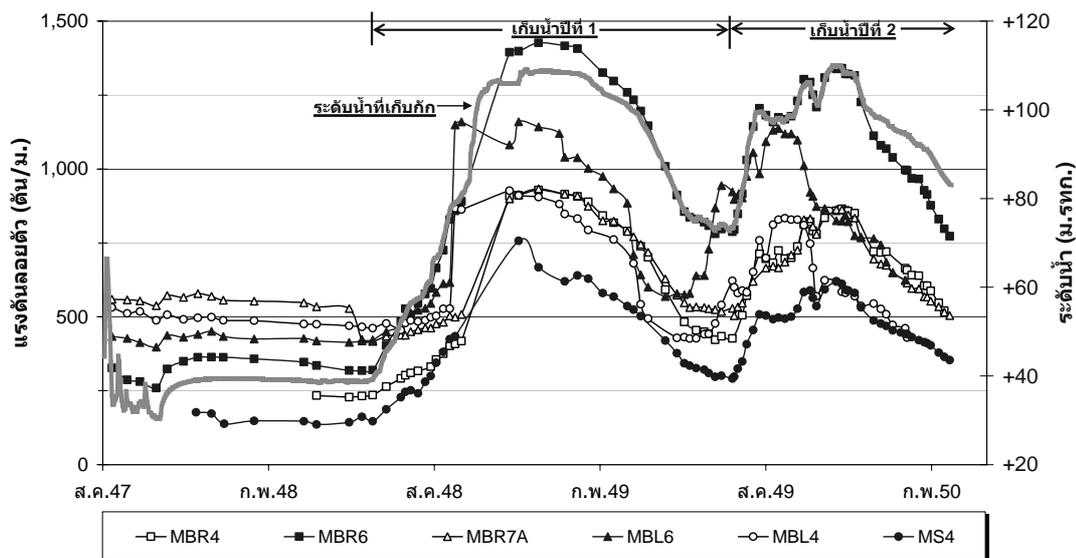
ภาพที่ 85 อัตราการเปลี่ยนแปลงความดันน้ำใต้ฐานเขื่อนที่ระดับเก็บกักต่างๆ (หน้าตัด MBL6)

3. แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน

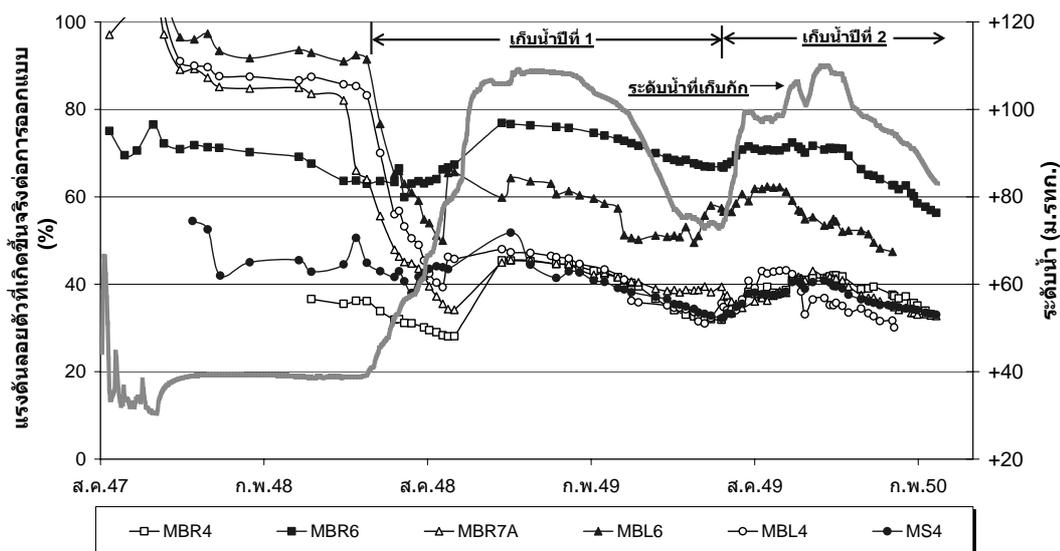
ค่าความดันน้ำใต้ฐานเขื่อนที่ตรวจวัดได้ในแต่ละหัววัดเพียงอย่างเดียวจะไม่สามารถบ่งชี้ได้แน่ชัดว่าเขื่อนมีสถานะความมั่นคงปลอดภัยเพียงใด หากไม่มีการนำไปคำนวณเป็นแรงที่กระทำใต้ฐานเขื่อนร่วมกับนำแรงภายนอกอื่นๆคือแรงดันน้ำด้านหน้าเขื่อนและท้ายเขื่อนมาประกอบในการคำนวณ ทั้งนี้จะอาศัยน้ำหนักของตัวเขื่อนเองเป็นหลักในการต้านแรงภายนอกที่มากระทำ แล้วทำการประเมินความปลอดภัยเขื่อนซึ่งแสดงได้ด้วยค่า “อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล” (Factor of Safety against Sliding, FSS) และ “อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ” (Factor of Safety against Overturning, FSO) ดังรายละเอียดการคำนวณในภาคผนวก จ

และเนื่องจาก แรงต้านการเคลื่อนตัวที่เกิดจากน้ำหนักของตัวเขื่อนเองมีค่าคงที่ แต่ผลจากการเก็บน้ำในอ่างทำให้แรงดันน้ำที่กระทำด้านหน้าเขื่อนและใต้ฐานเขื่อนมีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งยังผลให้เขื่อนเกิดแรงผลักไปด้านท้ายน้ำและเกิดแรงยกตัวเพิ่มขึ้น ดังนั้น ความมั่นคงของตัวเขื่อนจึงมีค่าลดลง แต่อย่างไรก็ตาม ค่า FSS และ FSO (ใช้ตำแหน่งแรงลัพธ์เป็นเกณฑ์) ที่เกิดขึ้นจะต้องอยู่ในเกณฑ์กำหนดของผู้ออกแบบ

จากผลการวิเคราะห์แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อนพบว่า แรงดันลอยตัวมีค่าเปลี่ยนแปลงตามระดับน้ำที่เก็บกักและมีค่าลดลงเมื่อเข้าสู่การเก็บน้ำปีที่ 2 ดังแสดงในภาพที่ 86 โดยปีแรกของการเก็บน้ำ เกิดแรงดันลอยตัวตั้งแต่ 670 – 1,430 ตัน/ม. (44 – 76 % ของเกณฑ์การออกแบบ) ส่วนปีที่ 2 เกิดแรงดันลอยตัวตั้งแต่ 620 – 1,340 ตัน/ม. (41 – 71 % ของเกณฑ์การออกแบบ) และเมื่อพิจารณาแต่ละพื้นที่ของทุกๆหน้าตัดจะพบว่า เกิดแรงดันลอยตัวน้อยกว่าที่ออกแบบ ยกเว้นบริเวณพื้นที่ส่วนกลาง (Middle Zone) ของหน้าตัด MBR6 มีค่าแรงดันลอยตัวสูงกว่าเกณฑ์การออกแบบมาก ซึ่งแสดงถึงประสิทธิภาพต่ำในการปิดกั้นน้ำของม่านอัดฉีดน้ำปูน อย่างไรก็ตาม บริเวณพื้นที่ส่วนท้าย (Downstream Zone) ซึ่งอยู่หลังม่านระบายน้ำได้แสดงค่าแรงดันลอยตัวปกติเช่นเดียวกับหน้าตัดอื่นๆ จึงทำให้แรงดันลอยตัวตลอดแนวฐานเขื่อนต่ำกว่าเกณฑ์การออกแบบ ดังนั้น จึงกล่าวได้ว่า ม่านระบายน้ำเป็นหัวใจหลักที่สำคัญที่สุดในการลดแรงดันลอยตัวซึ่งสอดคล้องกับผลการออกแบบและผลการวิเคราะห์ในเบื้องต้น ดังภาพที่ 87 แสดงการกระจายแรงดันลอยตัวที่เกิดขึ้นตลอดแนวฐานเขื่อนของหน้าตัด MBR6 เปรียบเทียบกับหน้าตัด MBL6



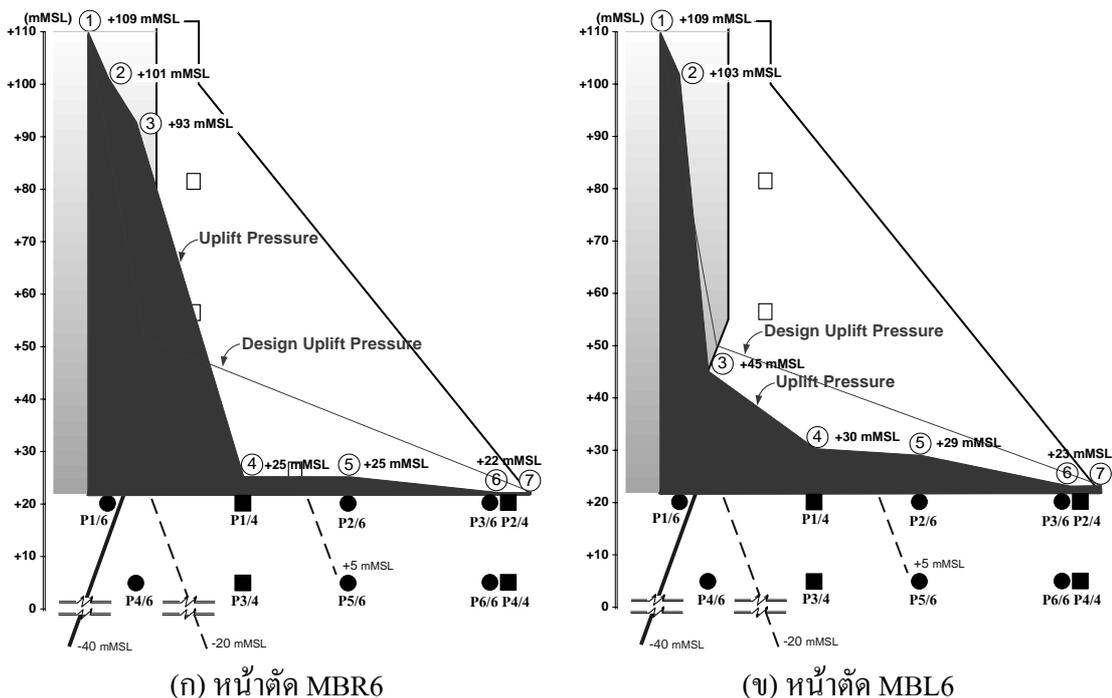
(ก) ค่าแรงดันลอยตัว



(ข) สัดส่วนแรงดันลอยตัวที่เกิดขึ้นจริงเปรียบเทียบกับการออกแบบ

ภาพที่ 86 แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อนของหน้าตัดต่างๆ

เมื่อนำแรงที่เกี่ยวข้องต่างๆอัน ได้แก่ แรงกดจากน้ำหนักตัวเขื่อน แรงกดจากน้ำหนักน้ำ แรงดันด้านข้างของน้ำ และแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน ไปคำนวณหาค่าความมั่นคงปลอดภัยของเขื่อน อันได้แก่ อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล (FSS) และอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ (FSO) ซึ่งใช้ตำแหน่งแรงลัพธ์เป็นตัวกำหนด พบว่า อัตราส่วนความปลอดภัยจากการตรวจวัดมีค่าสูงกว่าเงื่อนไขการออกแบบทุกระดับเก็บกักน้ำ ดังสรุปในตารางที่ 40



ภาพที่ 87 การกระจายแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน

ตารางที่ 40 ค่าความมั่นคงปลอดภัยของเขื่อนที่หน้าตัดต่างๆ

Section	Elevation Foundation (mMSL)	Uplift Pressure (ton/m)		FSS		Resultant Location (m)	
		Field	Design	Field	Design	Field	Design
MBR4	+ 20	930 ; 870	2,050 ; 2,080	3.5 ; 3.4	3.0	+5.4 ; +5.6	± 14.3
MBR6	+ 22	1,430 ; 1,340	1,870 ; 1,890	3.4 ; 3.3	3.0	+8.0 ; +8.1	± 14.0
MBR7A	+ 20	930 ; 860	2,050 ; 2,080	3.5 ; 3.4	3.0	+4.0 ; +4.4	± 14.3
MBL6	+ 22	1,080 ; 1,130	1,810 ; 1,830	3.5 ; 3.4	3.0	+5.7 ; +5.4	± 13.9
MBL4	+ 21	930 ; 830	1,930 ; 1,950	3.5 ; 3.4	3.0	+4.2 ; +4.6	± 14.1
MS4	+ 27	670 ; 620	1,500 ; 1,520	3.6 ; 3.5	3.0	+4.9 ; +5.2	± 12.9

หมายเหตุ ก) x ; x คือ ค่าของการเก็บน้ำปีที่ 1 และ 2

ข) เครื่องหมาย +/- ของ Resultant Location คือ ระยะจากกึ่งกลางฐานเขื่อนไปทางด้านท้ายน้ำ/เหนือหน้า

พฤติกรรมด้านการเคลื่อนตัว

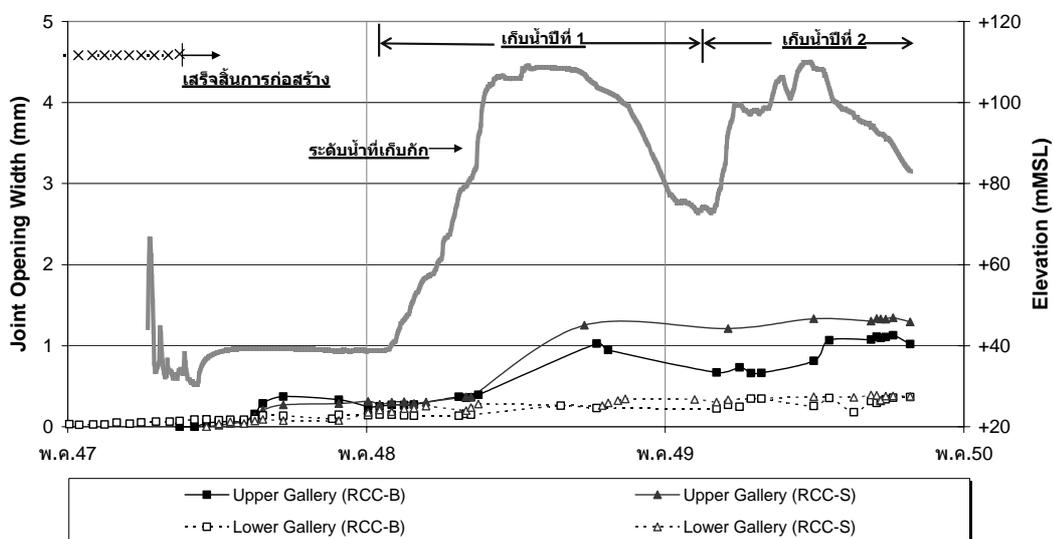
เขื่อนขุนด่านฯ มีเครื่องมือวัดพฤติกรรมด้านการเคลื่อนตัว 3 ประเภทคือ 1) มาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter) ทำหน้าที่วัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อระหว่างบล็อก 2) ดิ่งวัดการเคลื่อนตัว (Pendulum) ทำหน้าที่วัดการเอียงตัวและเลื่อนไถลของเขื่อน และ 3) หมุดสำรวจ (Survey Station) ทำหน้าที่วัดการเคลื่อนตัวของแต่ละบล็อกที่ผิวเขื่อน ส่วนใหญ่เครื่องมือวัดเหล่านี้จะถูกติดตั้งในช่วงใกล้เสร็จสิ้นการก่อสร้าง ดังนั้นจึงไม่พบพฤติกรรมการเคลื่อนตัวในระหว่างการก่อสร้างที่ชัดเจน นอกจากนี้ ผลการตรวจวัดหมุดสำรวจไม่มากเพียงพอในการวิเคราะห์ ดังนั้น ในที่นี้จึงสรุปพฤติกรรมการเคลื่อนตัวของเขื่อนได้เป็น 3 กลุ่มคือ การเคลื่อนตัวที่รอยต่อระหว่างบล็อก, การเอียงตัวของเขื่อน และการเลื่อนไถลของเขื่อน ซึ่งได้จากการตรวจวัด Jointmeter, Direct Pendulum และ Inverted Pendulum ตามลำดับ ดังรายละเอียดต่อไปนี้

1. การเคลื่อนตัวที่รอยต่อระหว่างบล็อก

ตัวเขื่อนได้ถูกสร้างให้แยกออกจากกันเป็นบล็อกๆ ด้วยรอยต่อแนวตั้งซึ่งเป็นรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) ตลอดความสูงเขื่อนทุกๆ ระยะ 40 เมตร รอยต่อนี้มีหน้าที่หลักเพื่อช่วยให้ตัวเขื่อนแต่ละบล็อกสามารถหดตัวได้โดยไม่เกิดการแตกร้าวนอกเหนือบริเวณรอยต่ออันเกิดจาก Thermal Stress สูงกว่า Tensile Strength ผลจากการติดตั้ง Jointmeter คร่อมรอยต่อนี้จะทำให้ทราบถึงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวที่แตกต่าง (Differential Displacement) ซึ่งเป็นการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ (Relative Displacement) ระหว่างบล็อกทั้ง 3 ทิศทาง ประกอบด้วย ทิศทางแนวเหนือ-ท้ายน้ำ (Transversal), ทิศทางแนวแกนเขื่อน (Longitudinal) และทิศทางในแนวตั้ง (Vertical)

Jointmeter บางส่วนจะถูกติดตั้งเมื่อใกล้เสร็จสิ้นการก่อสร้าง และที่เหลือส่วนใหญ่จะถูกติดตั้งภายหลังการก่อสร้าง ดังนั้นจึงไม่พบพฤติกรรมการเคลื่อนตัวที่ชัดเจนในระหว่างการก่อสร้าง โดยตรวจพบการเคลื่อนตัวน้อยกว่า 0.3 มม. ทั้ง 3 ทิศทาง และเมื่อทำการเก็บกักน้ำ Jointmeter ได้แสดงพฤติกรรมการเคลื่อนตัวที่ชัดเจนเฉพาะในทิศทางแนวแกนเขื่อนเท่านั้น ส่วนทิศทางแนวเหนือ-ท้ายน้ำ และทิศทางแนวตั้งนั้นตรวจพบการเคลื่อนตัวได้น้อยกว่า 0.5 มม. ซึ่งน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับผลการออกแบบของกรมชลประทาน (2541ข) ที่คาดการณ์ว่าจะเกิดการเคลื่อนตัวทิศทางแนวตั้ง (ทรุดตัวที่แตกต่าง) สูงสุดไม่เกิน 5 มม. จึงเป็นสิ่งบ่งชี้อย่างหนึ่งถึงความมั่นคงที่ดีของเขื่อนภายหลังเก็บกักน้ำว่า ตัวเขื่อนแต่ละบล็อกไม่มีปัญหาด้านการเคลื่อนตัวที่แตกต่าง

ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวในทิศทางแนวแกนเขื่อน (Longitudinal) พบว่า ตัวเขื่อนแต่ละบล็อคมีการเคลื่อนตัวห่างจากกันทำให้บริเวณรอยต่อ (Contraction Joint) เปิดกว้างมากขึ้น ซึ่งการเคลื่อนตัวดังกล่าวเป็นการหดตัวของเขื่อนเนื่องจากอุณหภูมิลดต่ำลงเป็นสาเหตุหลัก โดยเมื่อพิจารณาการเคลื่อนตัวเฉลี่ยที่เกิดขึ้นตลอดแนวอุโมงค์ ดังแสดงในภาพที่ 88 พบว่า ขนาดของการเคลื่อนตัวขึ้นอยู่กับระดับอุโมงค์ที่ตรวจวัดซึ่งจะเห็นค่าแตกต่างอย่างชัดเจนเมื่อเริ่มทำการเก็บกักน้ำ โดยในช่วงแรกก่อนเริ่มทำการเก็บกักน้ำ ค่าการเคลื่อนตัวเฉลี่ยตลอดแนวอุโมงค์ระดับบน (+80 ม.รทก.) และระดับล่าง (+30 ม.รทก.) มีค่าใกล้เคียงกันที่ 0.2 – 0.4 มม. แต่เมื่อเขื่อนมีการเก็บน้ำไปได้ระยะหนึ่ง อุโมงค์ระดับบนจะเกิดการเคลื่อนตัวเพิ่มขึ้นอย่างเห็นได้ชัด โดยเกิดการเคลื่อนตัวเฉลี่ยระหว่าง 0.7 – 1.3 มม. ในขณะที่อุโมงค์ระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัวเฉลี่ยค่อนข้างคงที่ระหว่าง 0.3 – 0.4 มม. ทั้งนี้จะพบว่า ค่าการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ระดับบนจะเปลี่ยนแปลงขึ้นลงเล็กน้อยตามระดับน้ำในอ่าง (โดยเฉพาะรอยต่อที่เกิดการเคลื่อนตัวสูงสุดจะพบการเปลี่ยนแปลงขึ้นลงอย่างเห็นได้ชัด) ซึ่งเป็นพฤติกรรมปกติของเขื่อนคอนกรีตที่มีการหดตัวหรือขยายตัวเพิ่มขึ้นได้เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ



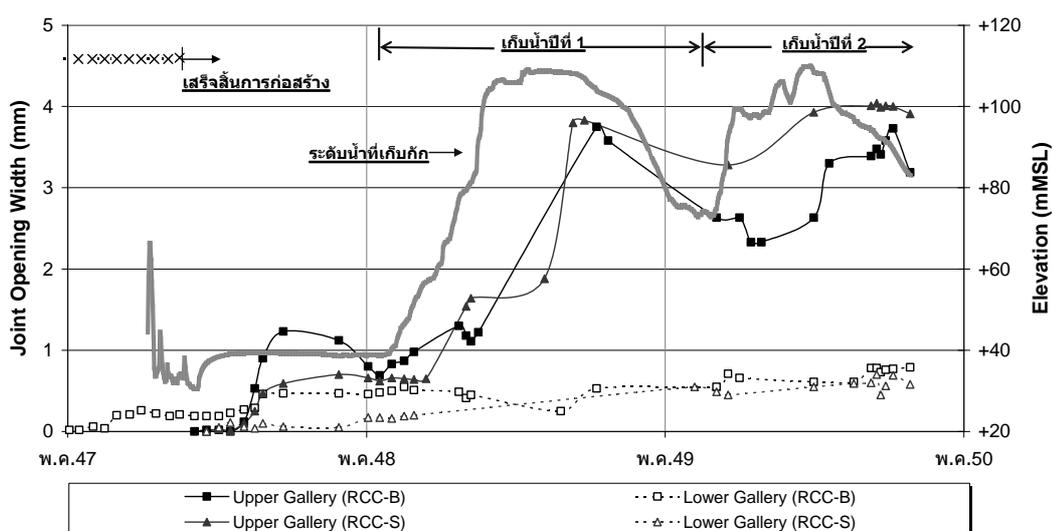
ภาพที่ 88 การเคลื่อนตัวเฉลี่ยตลอดแนวอุโมงค์ในทิศทางแนวแกนเขื่อน

ปัจจัยที่ทำให้อุโมงค์ระดับบนเกิดการเคลื่อนตัว (รอยแยกที่รอยต่อ) มากกว่าอุโมงค์ระดับล่าง คือ 1) อุโมงค์ระดับบนเกิดการหดตัวได้มากกว่า เพราะสามารถคายความร้อนสู่บรรยากาศหรือน้ำในอ่างได้ง่ายกว่าอุโมงค์ระดับล่างซึ่งมีความหนาของเขื่อนมาก 2) อุโมงค์ระดับบนมีการหดตัวได้อิสระมากกว่า เพราะได้รับอิทธิพลของการยึดรั้งจากหินฐานราก (External Restraint) น้อยกว่า

อุโมงค์ระดับต่าง และ 3) ปัจจัยจากการทำงานคือ มีการติดตั้ง Jointmeter ที่อุโมงค์ระดับล่างล่าช้ากว่า ดังนั้น อุโมงค์ระดับต่างจึงเกิดการเคลื่อนตัวไปแล้วบางส่วนก่อนทำการตรวจวัด

ผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ระดับบนของเขื่อน RCC-B จำนวน 33 บล็อก พบว่าเกิดการเคลื่อนรวมทั้งสิ้น 36 มม. (เฉลี่ย 1.1 มม./บล็อก) โดยปีแรกของการเก็บน้ำ ณ บริเวณ กม. 0+896 เกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 3.8 มม. ส่วนที่อุโมงค์ระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 0.5 มม. ดังแสดงในภาพที่ 89 และเมื่อเข้าสู่การเก็บน้ำปีที่ 2 การเคลื่อนตัวที่ตรวจวัดได้มีการเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อย โดยที่อุโมงค์ระดับบนและอุโมงค์ระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัว 3.7 และ 0.8 มม. ตามลำดับ ทั้งนี้จะเห็นได้ชัดว่าการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ระดับบนจะเปลี่ยนแปลงขึ้นลงเล็กน้อยตามระดับน้ำในอ่างอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในตัวเขื่อน ซึ่งเมื่อน้ำเต็มอ่าง อุณหภูมิอากาศภายในอุโมงค์ระดับบนจะต่ำกว่าระดับล่าง แต่เมื่อระดับน้ำลดต่ำกว่าอุโมงค์ระดับบน อุณหภูมิอากาศภายในอุโมงค์ระดับบนจะสูงกว่าระดับล่าง (อุณหภูมิภายในอุโมงค์ระดับล่างค่อนข้างคงที่)

ในส่วนของเขื่อน RCC-S จะแสดงพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวคล้ายคลึงกับเขื่อน RCC-B โดยผลการตรวจวัดการเคลื่อนตัวของอุโมงค์ระดับบนของเขื่อน RCC-S จำนวน 16 บล็อก พบว่าเกิดการเคลื่อนตัวรวมทั้งสิ้น 20 มม. (เฉลี่ย 1.3 มม./บล็อก) ซึ่ง ณ ปีแรกของการเก็บน้ำเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 3.8 มม. บริเวณ กม. 1+817 ส่วนที่อุโมงค์ระดับล่างเกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 0.6 มม. และเมื่อเข้าสู่การเก็บน้ำปีที่ 2 การเคลื่อนตัวสูงสุดเปลี่ยนแปลงเล็กน้อยเป็น 4.0 และ 0.7 มม. ตามลำดับ



ภาพที่ 89 การเคลื่อนตัวสูงสุดในทิศทางแนวแกนเขื่อน

นอกจากนี้ยังพบว่า ค่าการเคลื่อนตัวจะเปลี่ยนแปลงขึ้นลงช้ากว่าการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำ ประมาณ 40 – 60 วัน เนื่องจากเป็นระยะเวลาที่ใช้ในการถ่ายเทความร้อนระหว่างตัวเขื่อนและน้ำในอ่าง ซึ่งจะพบพฤติกรรมนี้อย่างชัดเจนที่อุโมงค์ระดับบน ในขณะที่อุโมงค์ระดับล่างมีระดับน้ำด้านหน้าเขื่อนสูงกว่าตลอดเวลา อุณหภูมิภายในอุโมงค์จึงค่อนข้างคงที่ ดังนั้นจึงไม่พบพฤติกรรม การเปลี่ยนแปลงค่าการเคลื่อนตัวดังเช่นอุโมงค์ระดับบน

หากพิจารณาเปรียบเทียบค่าการเคลื่อนตัวที่รอยต่อกับเขื่อนคอนกรีตบดอัดอื่นๆ พบว่า เขื่อนขุนด่านฯ มีค่าการเคลื่อนตัวปกติเมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อนคอนกรีตบดอัด Shimajigawa สูง 89 เมตร ประเทศอเมริกา และเขื่อนคอนกรีตบดอัด Cadiangullong สูง 43 เมตร ประเทศออสเตรเลีย ดังแสดงในตารางที่ 41

ตารางที่ 41 การเคลื่อนตัว (รอยแยกที่รอยต่อ) ที่เกิดขึ้นสูงสุดบริเวณต่างๆ

ตำแหน่งการ ตรวจวัด	เขื่อนขุนด่านปราการชล		Shimajigawa Dam* (สูง 89 m)	Cadiangullong Dam** (สูง 43 m)
	RCC-B (สูง 92 m)	RCC-S (สูง 85 m)		
สันเขื่อน (Dam Crest)	< 0.3 mm	< 0.3 mm	5.0 mm (เฉลี่ย 2.7 mm)	7.0 mm
ท้ายเขื่อน (Downstream Face)	-	-		5.0 mm
อุโมงค์ (Gallery)	3.8 mm (ระดับบน) 1.3 mm (ระดับล่าง)	4.0 mm (ระดับบน) 0.8 mm (ระดับล่าง)		2.5 mm

หมายเหตุ * Hansen and Reinhardt (1991)

** Maisano *et al.* (2001)

การเคลื่อนตัวสูงสุดที่ตรวจวัดได้คือ 4 มม. ที่อุโมงค์ระดับบนของเขื่อน RCC-S บริเวณ กม. 1+817 ซึ่งหากสมมติให้ค่าการเคลื่อนตัวดังกล่าวเกิดจากการหดตัวเนื่องจากการลดลงของอุณหภูมิในตัวเขื่อนเพียงอย่างเดียว จะสามารถคำนวณความเครียด (Strain) ที่เกิดขึ้นได้เท่ากับ $4/(40 \times 1,000) = 100 \mu$ และปกติแล้ว ตัวเขื่อนจะเกิดการแตกร้าวเมื่อเกิด Tensile Strain สูงกว่าค่า Tensile Strain Capacity ซึ่งส่วนใหญ่มีค่าอยู่ในช่วง 90 – 150 μ (ACI Committee 207, 1999)

2. การเอียงตัวของเขื่อน

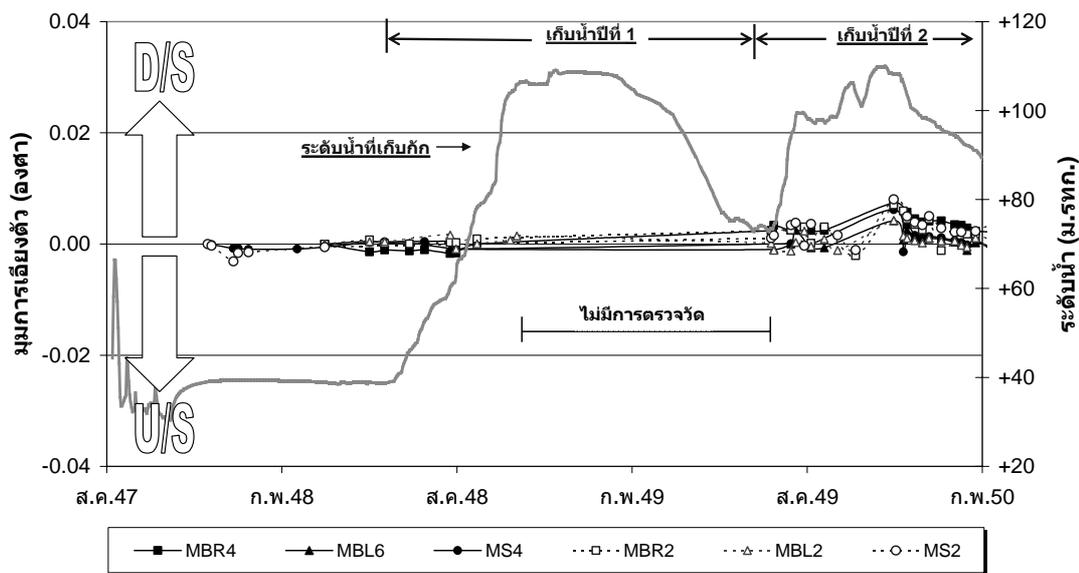
การเอียงตัวของเขื่อน (Tilting) สามารถตรวจวัดได้ด้วย Direct Pendulum ซึ่งใช้การเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของเส้นลวด (Pendulum Wire) เป็นค่าตัวแทนการเอียงตัวของเขื่อน โดยคำนวณค่าการเคลื่อนตัวของเส้นลวดดังกล่าวให้เป็นมุมการเอียงตัวของเขื่อนได้ดังสมการที่ (23) ทั้งนี้จะสมมติให้ตัวเขื่อนเป็นวัตถุแข็งเกร็ง (Rigid Body) คือ ตัวเขื่อนยังคงสามารถรักษารูปร่างไว้ โดยไม่มีการเสียรูปหรือการบิดตัวในขณะที่รับแรงดันน้ำด้านหน้าเขื่อนและใต้ฐานเขื่อน

$$\theta = \tan^{-1}(d/H) \quad (23)$$

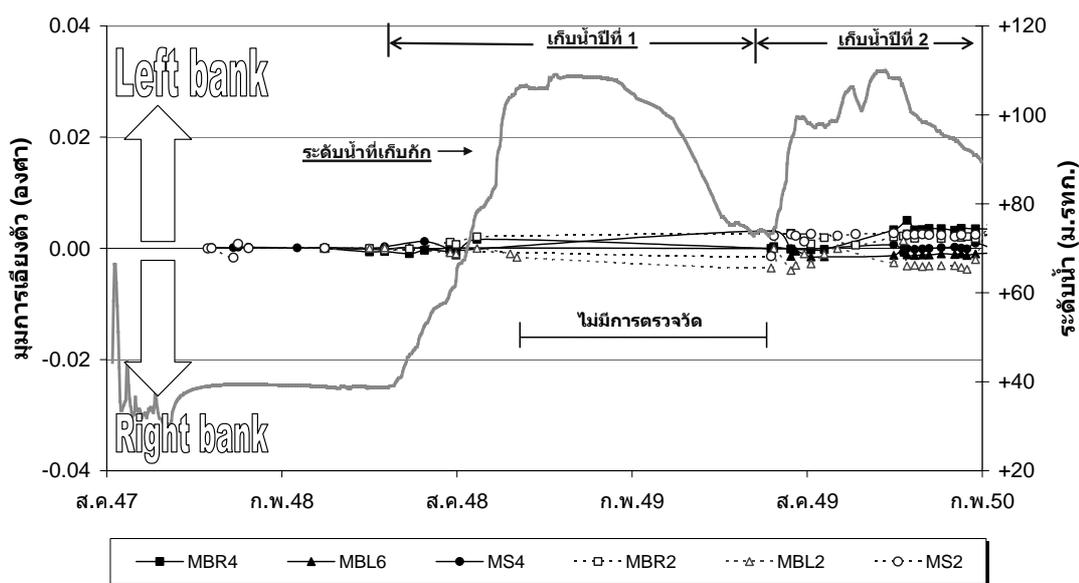
- เมื่อ θ = มุมการเอียงตัว (องศา)
 d = การเคลื่อนตัวของเส้นลวด (มม.)
 H = ความสูงจากแท่นอ่านค่าถึงจุดยึดบนสันเขื่อน (มม.)

มีการติดตั้ง Direct Pendulum จำนวน 6 แห่งคือ ตัวเขื่อนที่ตั้งอยู่บริเวณพื้นราบ (Flood Plain) ได้แก่ หน้าตัด MBR4, MBL6 และ MS4 และตัวเขื่อนที่ตั้งอยู่บริเวณฐานยัน (Abutment) ได้แก่ หน้าตัด MBR2, MBL2 และ MS2 ทั้งนี้ ในช่วงเก็บน้ำปีแรกไม่มีการตรวจวัดเนื่องจาก มีน้ำที่ไหลซึมผ่านตัวเขื่อนกระทบกับเส้นลวดและเกิดการสั่น แต่เมื่อเริ่มเข้าสู่ช่วงเก็บน้ำปีที่ 2 น้ำที่ไหลซึมผ่านตัวเขื่อนน้อยลง จึงสามารถตรวจวัดได้ดังแสดงในภาพที่ 90 โดยรวมพบว่าตัวเขื่อนเกิดการเอียงตัวน้อยมากและไม่มีหน้าตัดใดเกิดการเอียงตัวมากกว่า 0.01 องศา (ระยะการเปลี่ยนแปลงตำแหน่งเส้นลวดน้อยกว่า 15 มม.)

ตัวเขื่อนเกิดการเอียงตัวไปด้านท้ายน้ำเล็กน้อยเมื่อระดับน้ำในอ่างเพิ่มสูงขึ้น โดยตรวจพบการเอียงตัวสูงสุด 0.008 องศา และเมื่อระดับน้ำลดลงตัวเขื่อนจะมีการเอียงตัวกลับในตำแหน่งเดิม ส่วนการเอียงตัวในทิศทางแนวแกนเขื่อนมีค่าสูงสุดไม่เกิน 0.005 องศา และไม่แสดงความสัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในอ่าง



(ก) ทิศทางแนวเหนือน้ำ-ท้ายน้ำ



(ข) ทิศทางแนวแกนเขื่อน

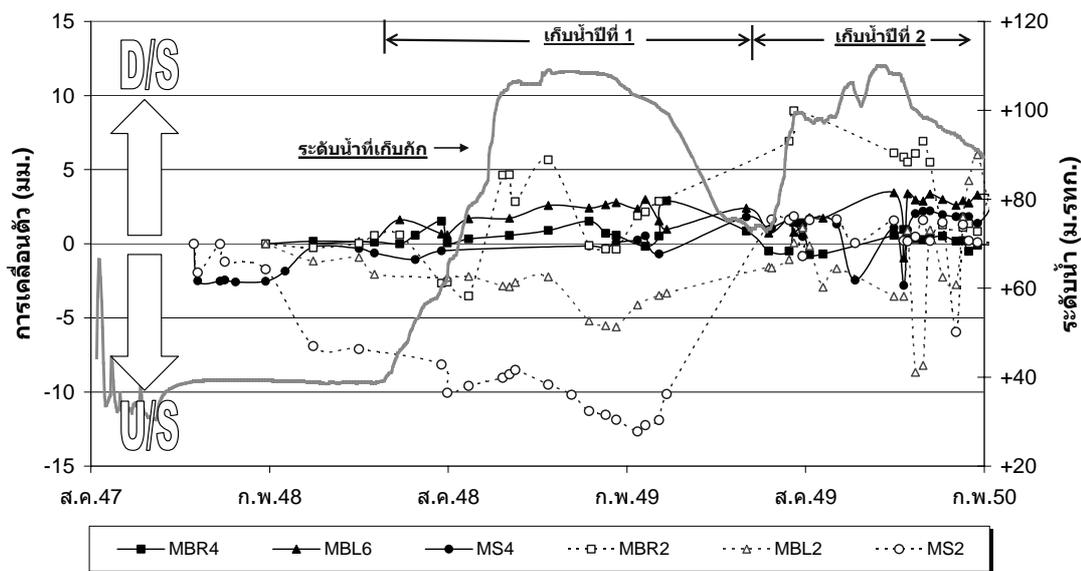
ภาพที่ 90 การเอียงตัวของเขื่อนที่การเก็บน้ำระดับต่างๆ

เมื่อพิจารณาถึงค่าการเอียงตัวที่เกิดขึ้นโดยรวมภายหลังเก็บกักน้ำจะเห็นได้ว่า ตัวเขื่อนเกิดการเอียงตัวใกล้เคียงกับผลวิเคราะห์ของฐิติพร (2548) ที่คาดว่าจะเกิดการเอียงตัวสูงสุด 0.006 องศา นอกจากนี้ พฤติกรรมด้านการเอียงตัวในทิศทางแนวเหนือน้ำ-ท้ายน้ำ ที่ตัวเขื่อนจะเอียงตัวไปด้านท้ายน้ำเมื่อระดับน้ำสูงขึ้นและเอียงตัวกลับเมื่อระดับน้ำลดลงก็เป็นพฤติกรรมปกติที่พบเจอในเขื่อนคอนกรีตโค้งและเขื่อนคอนกรีตน้ำหนักถ่วงอื่นๆ

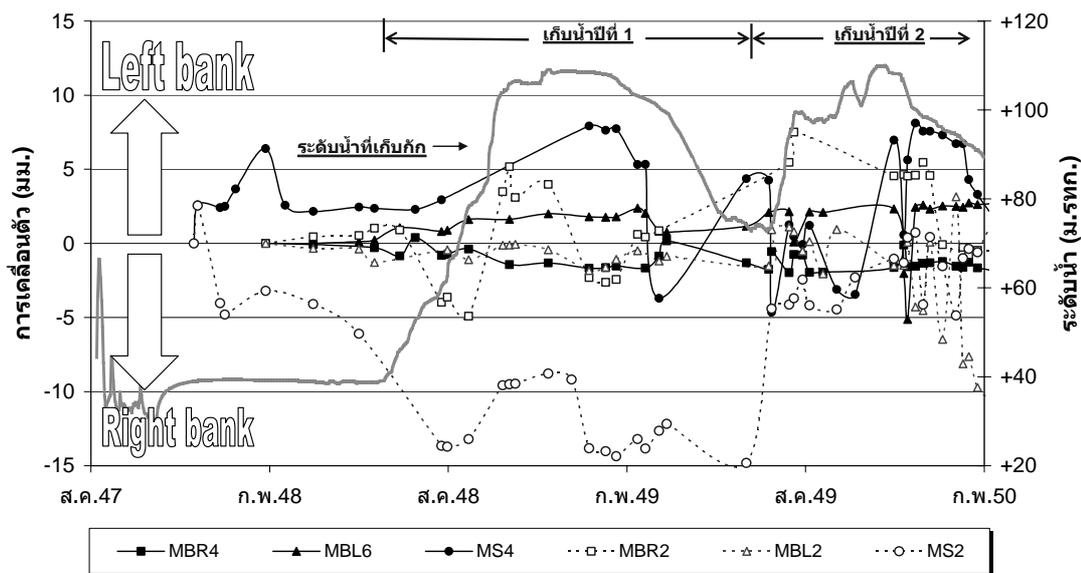
3. การเลื่อนไถลของเขื่อน

การเคลื่อนตัวในแนวราบที่เกิดจากการเลื่อนไถลของตัวเขื่อนเปรียบเทียบกับฐานราก จะตรวจสอบได้ด้วย Inverted Pendulum ซึ่งใช้การเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของเส้นลวด (Pendulum Wire) เป็นค่าตัวแทนการเคลื่อนตัวของเขื่อนเปรียบเทียบกับหินฐานราก ทั้งนี้ ได้มีการติดตั้ง Inverted Pendulum จำนวน 6 แห่งเช่นเดียวกับ Direct Pendulum คือ ตัวเขื่อนที่ตั้งอยู่บริเวณพื้นราบ (Flood Plain) ได้แก่ หน้าตัด MBR4, MBL6 และ MS4 และตัวเขื่อนที่ตั้งอยู่บริเวณฐานยัน (Abutment) ได้แก่ หน้าตัด MBR2, MBL2 และ MS2 จากผลการตรวจวัดพบว่า มีการแกว่งของข้อมูลมากและไม่มีความสัมพันธ์กับการเปลี่ยนแปลงระดับน้ำในอ่าง ดังแสดงในภาพที่ 91 ทั้งนี้ คาดว่าเกิดจากน้ำไหลซึมผ่านท่อ PVC ที่ติดตั้งในหลุมเจาะหินฐานราก จึงทำให้เส้นลวดเกิดการสั่น

อย่างไรก็ตาม แม้ผลการตรวจวัดจะแสดงว่าตัวเขื่อนเกิดการเลื่อนไถลมากถึง 15 มม. ซึ่งมากกว่าผลการวิเคราะห์ของฐิติพร (2548) ที่คาดการณ์ไว้ที่ 2.5 มม. ก็ตาม แต่ก็ไม่สามารถสรุปได้ว่าตัวเขื่อนเกิดการเลื่อนไถลจริงๆ เนื่องจาก สภาพเครื่องมือวัดไม่สมบูรณ์ดังที่กล่าวไว้ข้างต้น ประกอบกับเมื่อพิจารณาค่าเคลื่อนตัวที่รอยต่อซึ่งได้จากการตรวจวัด Jointmeter ก็ไม่พบการเคลื่อนตัวที่สูงผิดปกติแต่อย่างใด



(ก) ทิศทางแนวเหนือน้ำ-ท้ายน้ำ



(ข) ทิศทางแนวแกนเขื่อน

ภาพที่ 91 การเลื่อนไหลของเขื่อนที่การเก็บน้ำระดับต่างๆ

เกณฑ์เตือนภัยจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

ผลการตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนด้วยเครื่องมือวัดร่วมกับการศึกษาพลวิเคราะห์คาดการณ์จากรายงานการออกแบบและจากที่มีผู้วิเคราะห์ไว้ก่อนหน้า จะสามารถนำมาประเมินเป็นเกณฑ์เตือนภัย (Warning Criteria) เพื่อให้เจ้าหน้าที่ที่ทำการอ่านค่าเครื่องมือวัดทราบถึงความผิดปกติของเขื่อน พร้อมกันนี้ได้เสนอแนะแนวทางตรวจสอบและแก้ไขปัญหาเบื้องต้นในแต่ละกรณีไว้ด้วย ทั้งนี้ ควรมีการตรวจสภาพเขื่อนด้วยสายตา (Visual Inspection) อย่างสม่ำเสมอร่วมด้วยเพื่อให้เกิดประสิทธิภาพสูงสุดในการประเมินความปลอดภัยเขื่อน เกณฑ์เตือนภัยที่ได้จากเครื่องมือวัดแต่ละประเภทสามารถสรุปในตารางที่ 42 และมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ตารางที่ 42 สรุปเกณฑ์เตือนภัยจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

เครื่องมือวัด	เกณฑ์เตือนภัยจากเครื่องมือวัด
มาตรวัดอุณหภูมิ (Thermocouple)	➤ อุณหภูมิ > 48 °C
มาตรวัดปริมาณการไหลซึม (Seepage Flowmeter)	➤ $Q_{total} > 17,667$ ลบ.ม./วัน ➤ Q_{total} เพิ่มขึ้นเรื่อยๆแต่ระดับน้ำในอ่างคงที่
มาตรวัดปริมาณการไหลซึมและ ภาชนะตวง	➤ Q_{dam} เพิ่มขึ้นเรื่อยๆแต่ระดับน้ำในอ่างคงที่
มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer)	➤ ความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล (FSS) < 3.0 ➤ แรงลัพธ์อยู่นอกระยะ 1/3 ของความกว้างฐานเขื่อน
ภาชนะตวงและ มาตรวัดความดันน้ำ	➤ $Q_{foundation}$ เพิ่มขึ้น > 70% และ Uplift เพิ่มขึ้น > 5% ➤ $Q_{foundation}$ ลดลง > 20% และ Uplift เพิ่มขึ้น > 25%
มาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter)	➤ การทรุดตัวที่แตกต่าง > 1 ซม. ➤ การเคลื่อนตัวทิศทางแนวเหนือน้ำ-ท้ายน้ำ > 1 ซม.
ดิ่งวัดการเอียงตัว (Direct Pendulum)	➤ การเอียงตัว > 0.015 องศา
ดิ่งวัดการเลื่อนไถล (Inverted Pendulum)	➤ การเลื่อนไถล > 0.5 ซม.
หมุดวัดการเคลื่อนตัว (Survey Station)	➤ การเคลื่อนตัวแนวตั้ง > 2 ซม. ➤ การเคลื่อนตัวแนวราบ > 2.5 ซม.

1. เกณฑ์เตือนภัยด้านอุณหภูมิในตัวเขื่อน

Thermocouple เป็นเครื่องมือที่ใช้ตรวจวัดอุณหภูมิซึ่งมีหน้าที่หลักเพียงเพื่อตรวจสอบ สมมุติฐานการออกแบบและทำให้ทราบถึงพฤติกรรมการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในตัวเขื่อนเท่านั้น ดังนั้น หากตรวจวัดอุณหภูมิได้มากกว่าค่าที่ออกแบบ (48°C) จึงทำได้เพียงการเดินสำรวจว่ามีการ แตกร้าวเกิดขึ้นนอกเหนือบริเวณรอยต่อ (Contraction Joint) หรือไม่ ทั้งนี้ การแตกร้าวจะมีโอกาส เกิดมากขึ้นหรือมีขนาดใหญ่ขึ้น หากอุณหภูมิในตัวเขื่อนสูงกว่าที่ออกแบบไว้มาก

การแตกร้าวนี้อาจเกิดได้ทั้งในช่วงที่อุณหภูมิกำลังเพิ่มหรือกำลังลด จึงต้องคอยตรวจสอบ เป็นระยะๆ และแม้ว่าการแตกร้าวดังกล่าวจะส่งผลให้ความตึงน้ำและความคงทนของเขื่อนลดลง แต่ก็ไม่ทำให้ความมั่นคงของเขื่อนขุ่นด้านๆ ซึ่งเป็นประเภทน้ำหนักถ่วง (Gravity Dam) มีค่าลดลง และหากตรวจพบการแตกร้าว อาจแก้ไขโดยการ Grout ด้วยวัสดุต่างๆตามความเหมาะสม เช่น Cement, Silica Fume, Polyurethane Resin และ Polysulfide เป็นต้น

2. เกณฑ์เตือนภัยด้านการไหลซึม

เกณฑ์เตือนภัยด้านการไหลซึมจะพิจารณาทั้งการไหลซึมรวม (Q_{total}), การไหลซึมผ่านตัว เขื่อน (Q_{dam}) และการไหลซึมผ่านฐานราก ($Q_{\text{foundation}}$) แต่เนื่องจากการตรวจวัด Seepage Flowmeter จะทำให้ทราบถึงการไหลซึมรวมซึ่งเป็นปริมาณน้ำที่ผ่านทั้งตัวเขื่อนและฐานราก ดังนั้น จึงต้อง ตรวจวัดด้วยภาชนะตวง (Calibrated Container) ที่ปลายท่อ Foundation Drain ซึ่งมีระยะห่างทุกๆ 5 เมตร เพื่อที่จะได้สามารถคำนวณได้ว่าการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและฐานรากเป็นเท่าใด อย่างไรก็ตาม การพิจารณาการไหลซึมผ่านฐานรากโดยภาชนะตวงเพียงอย่างเดียวไม่สามารถประเมินถึง สาเหตุของปัญหาที่แท้จริงได้ จึงต้องพิจารณาถึงแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน (Uplift) ซึ่งได้จากการ ตรวจวัด Piezometer ร่วมด้วย โดยเกณฑ์เตือนภัยด้านการไหลซึมนี้แบ่งได้เป็น 3 กลุ่ม ดังนี้

2.1 เกณฑ์การไหลซึมรวมจะพิจารณาจากปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างน้อยที่สุดในช่วงฤดูแล้ง และจากพฤติกรรมผิดปกติของเขื่อน โดยจะพิจารณา 2 เกณฑ์ คือ

- 1) เกิดการไหลซึมรวม (Q_{total}) มากกว่า 17,667 ลบ.ม./วัน
- 2) เกิดการไหลซึมรวม (Q_{total}) เพิ่มขึ้นเรื่อยๆแต่ระดับน้ำในอ่างคงที่

2.2 เกณฑ์การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนจะพิจารณาจากพฤติกรรมผิปกติของเขื่อน โดยจะพิจารณา 1 เกณฑ์ คือ เกิดการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน (Q_{dam}) เพิ่มขึ้นเรื่อยๆแต่ระดับน้ำในอ่างคงที่

2.3 เกณฑ์การไหลซึมผ่านฐานรากจะพิจารณาจากการประยุกต์ใช้ผลการวิเคราะห์ของซิโนรส (2546) โดยจะพิจารณา 2 เกณฑ์ คือ

- 1) เกิดการไหลซึมผ่านฐานราก ($Q_{foundation}$) เพิ่มขึ้นมากกว่า 70% และ Uplift เพิ่มขึ้นมากกว่า 5% สาเหตุเกิดจากการม่านอัดฉีดน้ำปูนชำระ
- 2) เกิดการไหลซึมผ่านฐานราก ($Q_{foundation}$) ลดลงมากกว่า 20% และ Uplift เพิ่มขึ้นมากกว่า 25% สาเหตุเกิดจากม่านระบายน้ำชำระ (มีประสิทธิภาพ 50%)

การเพิ่มความทึบน้ำของตัวเขื่อนจะใช้วิธี Grout เกี่ยวกับการซ่อมแซมการแตกร้าวเนื่องจากอุณหภูมิ ส่วนการเพิ่มความทึบน้ำของหินฐานรากมักจะ Grout ด้วย Cement หรืออาจใช้วัสดุอื่น เช่น Sodium Silicate, Synthetic Resin, Acrylamide และ แอสฟัลต์ร้อน (Hot Asphalt) เป็นต้น

การแก้ไขม่านระบายน้ำอุดตันแบ่งได้เป็น 3 วิธีตามสาเหตุของการอุดตัน คือ

1) ทางกล (Mechanical) เกิดจากการอุดตันของวัสดุขนาดเล็ก แก้ไขโดยการอัดฉีดด้วยแรงดันน้ำหรือลม หรือใช้สารเคมีประเภทโพลีฟอสเฟต (Polyphosphate) ที่นิยมใช้คือ Glassy Sodium Phosphate เนื่องจากราคาไม่แพงและใช้งานได้ง่าย

2) ทางเคมี (Chemical) เกิดจากสารละลายหรือก๊าซที่อยู่ในน้ำทำปฏิกิริยากัน ทำให้เกิดการจับตัวกันแน่นของแคลเซียมคาร์บอเนต (ส่วนใหญ่) แก้ไขโดยการใช้กรดเข้มข้น เช่น กรดไฮโดรคลอริก (Hydrochloric) กรดซัลฟามิก (Sulfamic) และ กรดไกลโคลิก (Glycolic) เป็นต้น

3) ทางชีวภาพ (Biological) ส่วนใหญ่เกิดจากแบคทีเรีย (Iron Bacteria) ย่อยธาตุเหล็กในน้ำเพื่อสร้างพลังงาน ทำให้เหล็กจับตัวกันแน่นพร้อมกับการเติบโตของแบคทีเรียเข้าไปอุดช่องว่าง แก้ไขโดยใช้ก๊าซคลอรีนหรือใช้สารประกอบคลอรีนเพื่อหยุดการเติบโตของแบคทีเรีย

3. เกณฑ์เตือนภัยด้านแรงดันลอยตัวใต้น้ำ

ผลจากการตรวจวัด Piezometer จะทำให้ทราบถึงประสิทธิภาพของระบบระบายน้ำในฐานรากได้โดยพิจารณาการไหลซึมผ่านฐานรากประกอบดังที่กล่าวไว้แล้วในเกณฑ์เตือนภัยด้านการไหลซึม นอกจากนี้ค่าแรงดันลอยตัวใต้น้ำที่เกิดขึ้นยังบ่งบอกได้ถึงสถานะความปลอดภัยของเขื่อนได้ด้วยการคำนวณในภาคผนวก ฉ เกณฑ์เตือนภัยด้านแรงดันลอยตัวใต้น้ำนี้จะพิจารณาจากเกณฑ์กำหนดความปลอดภัยจากข้อกำหนดของการออกแบบ คือ 1) อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล (FSS) มีค่าน้อยกว่า 3.0 หรือ 2) ตำแหน่งแรงลัพธ์อยู่นอกระยะ 1/3 ของความกว้างฐานเขื่อน

หากเกิดแรงดันลอยตัวใต้น้ำสูงจนทำให้เขื่อนมีความปลอดภัยต่ำกว่าเกณฑ์กำหนด ควรทำการแก้ไขโดยการอัดฉีดน้ำปูนเพิ่มเติม, แก้ไขม่านระบายน้ำที่อุดตัน หรือเจาะรูระบายน้ำเพิ่มเติม (สามารถลดแรงดันลอยตัวได้อย่างมีประสิทธิภาพ) เป็นต้น

4. เกณฑ์เตือนภัยด้านการเคลื่อนตัว

การเคลื่อนตัวของเขื่อนอาจแสดงถึงพฤติกรรมที่ปกติหรืออาจแสดงถึงสัญญาณอันตรายซึ่งเป็นผลเนื่องมาจากความบกพร่องของฐานรากหรือของตัวเขื่อนเอง ดังนั้น จึงต้องคอยตรวจสอบพฤติกรรมเคลื่อนตัวอย่างต่อเนื่องเช่นเดียวกับพฤติกรรมอื่นๆ และเนื่องจากเขื่อนขนค้ำเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัดที่ตั้งอยู่บนหินฐานรากที่มีความแข็งแรง ดังนั้น การเคลื่อนตัวที่คาดว่าจะเกิดขึ้นจึงมีค่าน้อย ในที่นี้จึงกำหนดเกณฑ์เตือนภัยมีค่าเป็น 2 เท่าของผลการออกแบบหรือ 2 เท่าของผลวิเคราะห์โดยจตุทิพร (2548) ซึ่งสรุปได้ดังนี้

4.1 เกณฑ์เตือนภัยจาก Jointmeter จะพิจารณาเพียง 2 ทิศทางที่เกี่ยวข้องกับความมั่นคงของเขื่อน คือ ทิศทางแนวตั้ง และทิศทางแนวเหนือ-ท้ายน้ำ โดยได้ประยุกต์ใช้ผลการออกแบบมากำหนดเกณฑ์คือ 1) เกิดการทรุดตัวที่แตกต่างมากกว่า 1 ซม. หรือ 2) เกิดการเคลื่อนตัวทิศทางแนวเหนือ-ท้ายน้ำมากกว่า 1 ซม.

4.2 เกณฑ์เตือนภัยจาก Direct Pendulum จะพิจารณาโดยได้ประยุกต์ใช้ผลการวิเคราะห์ของจตุทิพร (2548) มากำหนดเป็นเกณฑ์ คือ เกิดการเอียงตัวมากกว่า 0.015 องศา

4.3 เกณฑ์เตือนภัยจาก Inverted Pendulum จะพิจารณาโดยได้ประยุกต์ใช้ผลการวิเคราะห์ของฐิติพร (2548) มากำหนดเป็นเกณฑ์ คือ เกิดการเลื่อนไถลมากกว่า 1 ซม.

4.4 เกณฑ์เตือนภัยจาก Survey Station จะพิจารณาโดยได้ประยุกต์ใช้ผลการออกแบบมา กำหนดเป็นเกณฑ์ คือ 1) เกิดการเคลื่อนตัวแนวตั้งมากกว่า 2 ซม. หรือ 2) เกิดการเคลื่อนตัวแนวราบมากกว่า 2.5 ซม.

หากเกิดการเคลื่อนตัวถึงเกณฑ์เตือนภัยที่กำหนด ควรตรวจสอบให้แน่ชัดว่าเป็นการเคลื่อนตัวจริงหรือเป็นความผิดพลาดของเครื่องมือวัดหรือผู้ตรวจวัด เนื่องจากเกณฑ์การเคลื่อนตัวมีค่าน้อยมาก และเมื่อติดตามพฤติกรรมที่เกิดขึ้นอย่างใกล้ชิดจนแน่ชัดว่าเป็นการเคลื่อนตัวจริงและมีขนาดเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ควรเร่งระบายน้ำในอ่างก่อนเป็นอันดับแรก และหาทางเพิ่มความมั่นคงของเขื่อนให้มากขึ้น เช่น การเพิ่มความหนาเขื่อนด้านท้ายน้ำ, การอัดฉีดน้ำปูน, การเจาะรูระบายน้ำ, การทำ Shear Key และการทำ Tension Anchor เป็นต้น

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

เขื่อนขุนด่านปราการชลมีเขื่อนหลักเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัดน้ำหนักถ่วง (RCC Gravity Dam) สูง 92 เมตร ยาว 2,580 เมตร มีปริมาตรเขื่อน 5.4 ล้าน ลบ.ม. (RCC 5 ล้าน ลบ.ม.) เก็บกักน้ำได้ 224 ล้าน ลบ.ม. ตัวเขื่อนตั้งอยู่ใกล้แหล่งชุมชนและสถานที่ท่องเที่ยวหลายแห่งของจังหวัดนครนายก จึงต้องทำการตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนเพื่อประเมินความมั่นคงของเขื่อนและเสนอแนะเกณฑ์เตือนภัยที่เหมาะสมเพื่อให้สามารถแก้ไขปัญหาได้ทันกาลเมื่อพบสิ่งผิดปกติจากการอ่านค่าเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

1. สภาพธรณีวิทยาฐานรากเป็นหินภูเขาไฟ (Volcanic Rock) ที่มีความแข็งแรงและมีความซับซ้อนมาก ประกอบด้วยหิน Rhyolite (ส่วนใหญ่), Andesite, Basalt, Tuff และ Agglomerate มีรอยแตกวางตัวในแนวตั้ง โดยรวมมีค่า Rock Quality Destination (RQD) 70 – 100 % จัดอยู่ในระดับ Fair - Excellent มีระดับการผุพังอยู่ในช่วง Slightly Weathered - Fresh Rock สภาพความชื้นน้ำส่วนใหญ่มีค่ามากกว่า 5 Lugeon และลดลงตามความลึก แต่บริเวณ กม. 0+700 ซึ่งเป็นพื้นที่รอยต่อระหว่างกลุ่มหิน Tuff, Agglomerate และ Rhyolite พบรอยแตกในมวลหินมากและมีความชื้นน้ำมากกว่า 50 Lugeon

2. การปรับปรุงคุณภาพหินฐานรากใช้วิธีการอัดฉีดน้ำปูนซึ่งประกอบด้วย งานอัดฉีดน้ำปูนระดับตื้นมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อเพิ่มความแข็งแรง และงานอัดฉีดม่านน้ำปูนมีวัตถุประสงค์หลักเพื่อเพิ่มความทึบน้ำ ซึ่งผลการทดสอบม่านอัดฉีดน้ำปูนส่วนใหญ่มีค่าความชื้นน้ำเฉลี่ย 0.5 Lugeon นอกจากนี้ ยังมีการเจาะรูระบายน้ำทุกๆ 5 เมตรเพื่อลดแรงดันลอยตัวได้ฐานเขื่อน

3. เขื่อนคอนกรีตบดอัดมีผิวด้านนอกหุ้มด้วยคอนกรีตหล่อแบบเลื่อน (Slipform Concrete) โดยด้านเหนือน้ำจะมีคอนกรีตเสริมเหล็ก (Reinforced Concrete) เชื่อมระหว่างคอนกรีตบดอัดและ Slipform Concrete เพื่อเพิ่มความทึบน้ำ ตัวเขื่อนจะถูกแบ่งด้วยรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) พร้อมติดตั้งยางกันน้ำ (Rubber Waterstop) ทุกๆ 40 เมตรตลอดความสูงเขื่อน และมีการเจาะรูระบายน้ำทุกๆ 5 เมตรเพื่อลดแรงดันน้ำภายในตัวเขื่อน

4. ส่วนผสมของคอนกรีตบดอัด 1 ลบ.ม. ประกอบด้วย ปูนซีเมนต์ประเภทที่ 1 90 กก. ใ้ลลย 100 กก. น้ำ 115 กก. หิน 3 ขนาดรวม 1,436 กก. และทราย 673 กก. มีการควบคุมอุณหภูมิขณะเทไม่ให้เกิน 30 °C ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดที่อายุ 91 วัน ในห้องปฏิบัติการมีค่าเฉลี่ย 189 ksc และจากการเจาะเก็บตัวอย่างในสนามมีค่าเฉลี่ย 162 ksc ส่วนผลการทดสอบความชื้นน้ำในสนามมีค่าอยู่ระหว่าง $5.5 \times 10^{-3} - 3.9 \times 10^{-5}$ ซม./วินาที

5. มีการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน 7 ประเภท จำนวน 550 ตำแหน่ง ซึ่งแบ่งได้เป็น 4 กลุ่มตามพฤติกรรมที่ตรวจวัดคือ กลุ่มตรวจวัดอุณหภูมิในตัวเขื่อน คือ มาตรวัดอุณหภูมิ (Thermocouple), กลุ่มตรวจวัดการไหลซึม คือ มาตรวัดปริมาณน้ำ (Seepage Flowmeter), กลุ่มตรวจวัดความดันน้ำ คือ มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer) และบ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well) และกลุ่มตรวจวัดการเคลื่อนตัว คือ มาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter) ดิ่งวัดการเคลื่อนตัว (Pendulum) และหมุดสำรวจ (Survey Station)

6. นอกจากปริมาณสารเชื่อมประสานแล้ว ปัจจัยอื่นที่ส่งผลให้ตัวเขื่อนมีอุณหภูมิเพิ่มสูงขึ้นแตกต่างกัน ได้แก่ อัตราการบดอัด, อุณหภูมิเริ่มต้นของ RCC, อุณหภูมิอากาศ, พลังงานความร้อนจากแสงอาทิตย์ และความเร็วลม เป็นต้น ดังนั้น อุณหภูมิสูงสุดที่ตรวจวัดได้ภายในตัวเขื่อนทั้ง 139 หัววัดจึงมีค่าแตกต่างกันมากตั้งแต่ 37 – 53 °C

7. บริเวณผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำส่วนใหญ่จะมีอุณหภูมิใกล้เคียงหรือสูงกว่าบริเวณกลางเขื่อนเล็กน้อย เนื่องจากอิทธิพลของคอนกรีตปกติ Reinforced Concrete และ Slipform Concrete และเมื่อเปรียบเทียบกับบริเวณผิวเขื่อนด้านท้ายน้ำที่มีเพียงผลจากความร้อนของ Slipform Concrete พบว่าบริเวณผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำส่วนใหญ่มีค่าสูงกว่า 2 – 4 °C

8. อุณหภูมิสูงสุดที่ตรวจวัดได้บริเวณกลางเขื่อน, ผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำ และผิวเขื่อนด้านท้ายน้ำมีค่า 50, 53 และ 50 °C ตามลำดับ ซึ่งโดยรวมแล้ว บริเวณกลางเขื่อนจะเกิดอุณหภูมิสูงสุดภายในช่วง 10 - 60 วัน หลังจากนั้นอุณหภูมิจะลดลงเพียงเล็กน้อยและค้างคงที่เป็นเวลานาน ซึ่งจะเห็นได้ชัดว่า เกิดความร้อนกระจุกตัวเป็นกระเปาะทั้งในช่วงการก่อสร้างหรือแม้กระทั่งเสร็จสิ้นการก่อสร้าง ส่วนที่บริเวณผิวเขื่อนจะเกิดอุณหภูมิสูงสุดภายในช่วง 4 - 14 วัน แต่อุณหภูมิจะลดลงเร็วกว่าบริเวณกลางเขื่อนอย่างเห็นได้ชัด เนื่องจากสามารถคายความร้อนสู่บรรยากาศได้ง่ายกว่า

9. บริเวณกลางเขื่อน จะเกิดอุณหภูมิสูงสุดตั้งแต่ 40 – 47 °C ที่อัตราการบดอัดไม่เกิน 1 ชั้น/วัน และตั้งแต่ 45 – 50 °C ที่อัตราการบดอัดมากกว่า 1.5 ชั้น/วัน ซึ่งใกล้เคียงกับการออกแบบที่คาดการณ์ว่าจะเกิดอุณหภูมิสูงสุด 45.6 และ 48 °C ที่อัตราการบดอัด 1 และ 2 ชั้น/วัน ตามลำดับ

10. อุณหภูมิอากาศมีอิทธิพลต่อตัวเขื่อนน้อยมากที่ระยะลึกจากผิวเขื่อนเข้าไปมากกว่า 5 เมตร ในขณะที่อิทธิพลของน้ำในอ่างทำให้ตัวเขื่อนมีอุณหภูมิลดลงอย่างชัดเจนในระยะ 20 เมตร จากผิวเขื่อนด้านเหนือน้ำ (โดยเฉพาะที่ระยะ 10 เมตรแรกจะมีอุณหภูมิลดลงอย่างรวดเร็ว)

11. ปริมาณการไหลซึมมีค่าเปลี่ยนแปลงตามระดับน้ำและมีค่าลดลงตามระยะเวลา โดยปีแรกของการเก็บน้ำเกิดการไหลซึมสูงสุด 25,126 ลบ.ม./วัน (0.011% ของความจุอ่าง) ในปีที่ 2 การไหลซึมลดลง 50% เหลือเพียง 13,393 ลบ.ม./วัน (0.006% ของความจุอ่าง) ทั้งนี้เพราะเกิดการก่อตัวของหินปูน (CaCO₃) ประกอบกับมีการ Grout ด้วย Cement และ Polyurethane Resin ในตัวเขื่อน บริเวณที่มีการรั่วซึมมาก 3 แห่ง

12. เมื่อเปรียบเทียบปริมาณการไหลซึมในปีที่ 2 ของการเก็บน้ำกับปริมาณน้ำที่ไหลเข้าอ่างน้อยที่สุดในช่วงฤดูแล้งที่ 17,667 ลบ.ม./วัน (0.008% ของความจุอ่าง) พบว่า ปริมาณน้ำที่ไหลซึมออกมีค่าน้อยกว่าปริมาณน้ำที่ไหลเข้า อีกทั้งยังแสดงแนวโน้มการไหลซึมที่ลดลงตามระยะเวลา จึงเป็นสิ่งบ่งชี้ที่ดีถึงความสามารถในการปิดกั้นน้ำของเขื่อนโดยรวม

13. แม้ว่าปริมาณน้ำที่ไหลซึมโดยรวมจะมีค่ามาก แต่เมื่อพิจารณาถึงความยาวเขื่อนและความสูงน้ำที่เก็บกักร่วมด้วย โดยการคำนวณเป็น Unit Seepage พบว่า ในปีที่ 1 และ 2 ของการเก็บน้ำมีค่า Unit Seepage เพียง 0.55 และ 0.26 ลิตร/วินาที ตามลำดับ ซึ่งมีค่าน้อยเมื่อเปรียบเทียบกับเขื่อน RCC อื่นๆที่ใช้เก็บกักน้ำเป็นหลักเช่นกัน ดังเช่น เขื่อน Upper Stillwater (1 ลิตร/วินาที), เขื่อน Monksville (1 ลิตร/วินาที) และเขื่อน Galesville (6 ลิตร/วินาที) เป็นต้น

14. ในปีที่ 2 ของการเก็บน้ำ ปริมาณการไหลซึมทั้งที่ผ่านตัวและผ่านฐานรากจะมีค่าลดลงเกือบ 50% เมื่อเปรียบเทียบกับปีแรก โดยการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนลดลงจาก 20,474 ลบ.ม./วัน เหลือ 11,021 ลบ.ม./วัน (ลดลง 46%) และการไหลซึมผ่านฐานรากลดลงจาก 4,652 ลบ.ม./วัน เหลือ 2,372 ลบ.ม./วัน (ลดลง 49%) ซึ่งที่ระดับเก็บกักปกติ (+110 ม.รทก.) พบว่า การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนมีค่ามากกว่าฐานรากประมาณ 4.5 เท่า

15. ปริมาณการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน RCC-S น้อยกว่าเขื่อน RCC-B ประมาณ 4 เท่า โดยพบการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน RCC-S (มีม่านระบายน้ำแนวเดียว) เพียง 0.91 ลบ.ม./วัน/ม. ส่วนการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน RCC-B กว่า 93% จะไหลผ่านม่านระบายน้ำแนวที่ 1 โดยมีม่านระบายน้ำแนวที่ 1 และ 2 พบการไหลซึม 3.62 และ 0.29 ลบ.ม./วัน/ม. ตามลำดับ

16. พฤติกรรมของความดันน้ำที่เกิดขึ้นในหินฐานรากขึ้นอยู่กับลักษณะพื้นที่ฐานราก ซึ่งแบ่งได้เป็น 3 ส่วน คือ 1) พื้นที่ส่วนหน้า (Upstream Zone) คือ พื้นที่ด้านหน้าม่านอัดฉีดน้ำปูน เป็นพื้นที่ที่เกิดความดันน้ำสูงและเปลี่ยนแปลงขึ้นลงอย่างชัดเจนตามระดับน้ำในอ่าง 2) พื้นที่ส่วนกลาง (Middle Zone) คือ พื้นที่ระหว่างม่านอัดฉีดน้ำปูนและม่านระบายน้ำแนวที่ 1 เป็นพื้นที่ที่เกิดความดันน้ำน้อยกว่าพื้นที่ส่วนหน้า เนื่องจากม่านอัดฉีดน้ำปูนทำหน้าที่ลดความเร็วของการไหลซึมและลดความดันน้ำ และ 3) พื้นที่ส่วนท้าย (Downstream Zone) คือ พื้นที่ด้านหลังม่านระบายน้ำแนวที่ 1 เป็นพื้นที่ที่เกิดความดันน้ำต่ำที่สุดและแทบจะไม่มีอิทธิพลของน้ำในอ่าง เนื่องจากประสิทธิภาพการทำงานร่วมกันระหว่างม่านอัดฉีดน้ำปูนและม่านระบายน้ำ

17. ผลการปรับปรุงคุณภาพหินฐานรากและประสิทธิภาพของระบบควบคุมการไหลซึมในหินฐานรากอยู่ในเกณฑ์ที่ดี โดยความดันน้ำมีค่าลดลงตามระยะทางที่น้ำไหลผ่าน และลดลงอย่างชัดเจนเมื่อไหลซึมผ่านม่านอัดฉีดน้ำปูน (ลดความดันน้ำได้ 60 – 80 % ยกเว้นหน้าตัด MBR6 บริเวณ กม. 0+676 ที่ลดได้เพียง 15%) โดยเฉพาะบริเวณพื้นที่ที่อยู่ด้านหลังม่านระบายน้ำ พบว่ามีค่าศักย์น้ำรวมใกล้เคียงกับระดับน้ำใต้ดินและมีค่าเปลี่ยนแปลงเพียงเล็กน้อยตามระดับน้ำในอ่าง สิ่งต่างๆเหล่านี้จึงเป็นพฤติกรรมที่บ่งบอกถึงความมั่นคงปลอดภัยของเขื่อนและมีแนวโน้มที่ดียิ่งขึ้นในอนาคต เนื่องจากความดันน้ำใต้ฐานเขื่อนมีค่าลดลงเมื่อเข้าสู่ช่วงเก็บน้ำปีที่ 2

18. ผลจากการเก็บกักน้ำทำให้ความดันน้ำบริเวณหลังม่านระบายน้ำเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อย ประมาณ 2 เมตร และมีค่าใกล้เคียงกับระดับน้ำใต้ดิน (แม้ว่าบริเวณด้านหน้าม่านระบายน้ำของหน้าตัด MBR6 จะเกิดความดันน้ำสูงมาก) จึงเป็นสิ่งยืนยันถึงประสิทธิภาพที่ดีในการระบายน้ำของม่านระบายน้ำและความสำคัญของม่านระบายน้ำในการลดแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน

19. แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อนมีค่าเปลี่ยนแปลงตามระดับน้ำที่เก็บกักและมีค่าลดลงเมื่อเข้าสู่การเก็บน้ำปีที่ 2 โดยปีที่ 1 และ 2 ของการเก็บน้ำ เกิดแรงดันลอยตัวสูงสุด 1,430 (76% ของเกณฑ์การออกแบบ) และ 1,340 ตัน/ม. (71% ของเกณฑ์การออกแบบ) ตามลำดับ

20. สถานะความมั่นคงของตัวเขื่อนสามารถบอกได้ด้วย ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล (FSS) และค่าอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ (FSO) ซึ่งใช้ตำแหน่งแรงลัพธ์ (e) เป็นตัวกำหนด พบว่า ตัวเขื่อนมีความปลอดภัยจากการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำทุกระดับเก็บกักน้ำ โดยตัวเขื่อนมีค่า FSS ต่ำสุดที่ 3.3 และมีค่า e สูงสุด +8.1 เมตร ซึ่งอยู่ในเกณฑ์การออกแบบที่ FSS ต้องไม่น้อยกว่า 3.0 และ e อยู่ในช่วง 1/3 ของความกว้างฐานเขื่อน (± 14.0 เมตร)

21. ตัวเขื่อนแต่ละบล็อก (40 เมตร) มีการเคลื่อนตัวห่างจากกันทำให้รอยต่อ (Contraction Joint) เปิดกว้างมากขึ้น ซึ่งการเคลื่อนตัวดังกล่าวเป็นการหดตัวของเขื่อนเนื่องจากอุณหภูมิลดต่ำลงเป็นสาเหตุหลัก โดยพบการเคลื่อนตัวสูงสุด 4 มม. ที่อุโมงค์ระดับบน (+80 ม.รทก.) ซึ่งมีค่าเปลี่ยนแปลงขึ้นลงเล็กน้อยตามระดับน้ำในอ่าง ส่วนอุโมงค์ระดับล่าง (+30 ม.รทก.) เกิดการเคลื่อนตัวสูงสุด 1.3 มม. และไม่เปลี่ยนแปลงตามระดับน้ำในอ่าง โดยปัจจัยที่ทำให้อุโมงค์ระดับบนเกิดการเคลื่อนตัว (รอยแยกที่รอยต่อ) มากกว่าอุโมงค์ระดับล่าง คือ 1) อุโมงค์ระดับบนสามารถคายความร้อนสู่บรรยากาศได้ง่ายกว่า 2) อุโมงค์ระดับบนได้รับอิทธิพลของการยั้งจั้งจากหินฐานรากน้อยกว่า และ 3) มีการติดตั้ง Jointmeter ที่อุโมงค์ระดับล่างล่าช้ากว่า จึงอาจเคลื่อนตัวไปแล้วบางส่วน

22. เกิดการทรุดตัวที่แตกต่าง (Differential Settlement) ระหว่างบล็อกน้อยกว่า 0.5 มม. ซึ่งน้อยมากเมื่อเปรียบเทียบกับกรอกแบบที่คาดการณ์ว่าจะเกิดการทรุดตัวที่แตกต่างสูงสุดไม่เกิน 5 มม. จึงเป็นสิ่งบ่งชี้อย่างหนึ่งถึงความมั่นคงที่ดีของเขื่อน

23. เมื่อมีการเก็บกักน้ำ ตัวเขื่อนเกิดเอียงตัวสูงสุด 0.008 องศาไปด้านท้ายน้ำและเมื่อระดับน้ำในอ่างลดลง ตัวเขื่อนจะเอียงตัวกลับในตำแหน่งเดิม ซึ่งใกล้เคียงกับผลวิเคราะห์ของสถิติพร (2548) ที่คาดว่าเกิดการเอียงตัวสูงสุด 0.006 องศา ส่วนการเอียงตัวในทิศทางแนวแกนเขื่อนมีค่าสูงสุดไม่เกิน 0.005 องศา และไม่แสดงความสัมพันธ์กับระดับน้ำในอ่าง

24. เกณฑ์เตือนภัยจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนถูกกำหนดขึ้นโดยพิจารณาจากค่าที่ได้จากการตรวจวัดเครื่องมือวัดร่วมกับการศึกษาผลวิเคราะห์จากการออกแบบและจากที่มีผู้เชี่ยวชาญไว้ก่อนหน้า ซึ่งโดยรวมแล้วพฤติกรรมด้านความมั่นคงของเขื่อนยังอยู่ในเกณฑ์กำหนด ยกเว้นอุณหภูมิในตัวเขื่อนที่สูงกว่าเกณฑ์การออกแบบเล็กน้อย (2°C) ซึ่งอาจส่งผลให้เขื่อนเกิดการแตกร้าว และทำให้ความตึบน้ำหรือความคงทนของเขื่อนลดลง แต่การแตกร้าวนี้ก็ไม่ทำให้ความมั่นคงของเขื่อนขุ่นด้านๆ ซึ่งเป็นประเภทน้ำหนักถ่วง (Gravity Dam) มีค่าลดลง

ข้อเสนอแนะ

1. การเข้าไปทำการตรวจวัดและบำรุงรักษาเครื่องมือวัดที่ติดตั้งภายในอุโมงค์ ควรเตรียมอุปกรณ์ให้แสงสว่างและชุดปฐมพยาบาลเบื้องต้นให้พร้อมเสมอ เพราะหากเกิดกระแสไฟฟ้าดับ จะทำให้การทำงานล่าช้า หรืออาจได้รับบาดเจ็บจากสัตว์มีพิษหากแสงสว่างไม่เพียงพอ
2. ควรตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนร่วมกับการตรวจสภาพด้วยสายตา (Visual Inspection) อย่างใกล้ชิดในช่วงเก็บน้ำ 5 ปีแรก
3. ควรมีการกำจัดเศษตะกอนที่อุดตันภายในระบบระบายน้ำทั้งในตัวเขื่อนและในฐานรากเป็นประจำ เพื่อให้ น้ำไหลซึมผ่านระบบระบายน้ำได้สะดวกและไม่เกิดแรงดันลอยตัวขึ้นสูงภายในตัวเขื่อนและใต้ฐานเขื่อนซึ่งเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้ความมั่นคงของเขื่อนลดลง
4. ควรมีการบำรุงรักษาเครื่องมือวัดเป็นประจำ โดยเฉพาะเครื่องมือระบบอิเล็กทรอนิกส์ที่ติดตั้งภายในอุโมงค์ซึ่งมักจะมีความชื้นสูงและทำให้อุปกรณ์เหล่านั้นชำรุดได้ง่าย
5. ห้องอ่านค่า (Instrument Chamber) ที่อยู่ภายในอุโมงค์ ควรมีระบบระบายอากาศเพื่อลดความชื้น หรืออาจก่อสร้างห้องอ่านค่าไว้นอกตัวเขื่อนเพื่อลดปัญหาในเรื่องความชื้น
6. ควรมี 2 – 3 หน้าตัดที่ติดตั้ง Piezometer และ Thermocouple จำนวนมากกว่าปกติ เพื่อประโยชน์ในด้านการออกแบบและการวิจัย ซึ่งจะช่วยให้เกิดองค์ความรู้และเกิดการพัฒนาในงานวิศวกรรมเขื่อนต่อไปในอนาคต
7. ควรนำผลการตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อนที่เกิดขึ้นจริงนี้ไปวิเคราะห์ย้อนกลับ (Back Analysis) เพื่อใช้ปรับเปลี่ยนสมมติฐานการออกแบบหรือใช้แก้ไขแบบจำลอง FEM ซึ่งจะเป็นประโยชน์ในการออกแบบเขื่อนต่อไปในอนาคต
8. ควรมีการประเมินเพื่อปรับแก้เกณฑ์เตือนภัยทุกๆ 2 – 5 ปี เพื่อให้สอดคล้องและเหมาะสมกับสถานการณ์เขื่อน ณ ช่วงเวลานั้นๆ

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

- กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์. 2541ก. การสำรวจและวิเคราะห์ธรณีวิทยาเขื่อน
และอ่างเก็บน้ำ (ฉบับสมบูรณ์) โครงการเขื่อนคลองท่าด่านอันเนื่องมาจากพระราชดำริ
อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก เล่มที่ 1. 254.
- _____. 2541ข. รายงานการคำนวณเพื่อการออกแบบ (Design Note) เขื่อนคลองท่าด่าน. 358.
- _____. 2544. เอกสารการอบรมวิชาการครั้งที่ 3 เรื่อง การปรับปรุงฐานรากเขื่อนคลองท่าด่าน
โครงการเขื่อนคลองท่าด่านอันเนื่องมาจากพระราชดำริ อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก.
108.
- _____. 2547ก. อภิธานศัพท์ชลประทาน. RID Opinion. แหล่งที่มา: <http://www.kromchol.com/opinion/index.php?id=1>, 5 พฤษภาคม 2550.
- _____. 2547ข. รายงานวิชาการ Roller Compacted Concrete โครงการเขื่อนคลองท่าด่านอัน
เนื่องมาจากพระราชดำริ อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก. 32.
- _____. 2548. รายงานสรุปสุดท้าย โครงการเขื่อนคลองท่าด่านอันเนื่องมาจากพระราชดำริ
อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก. 90.
- กรมทรัพยากรธรณี. 2548. ภัยพิบัติแผ่นดินไหวในประเทศไทย. ข้อมูลธรณีวิทยาด้านธรณีวิทยา
สิ่งแวดล้อมและธรณีพิบัติภัย. แหล่งที่มา: http://www.dmr.go.th/geohazard/earthquake_n/severity.htm, 11 กรกฎาคม 2550.
- ชินอรส ทองธรรมชาติ. 2546. การวิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากของเขื่อนคลองท่าด่าน.
วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

- ฐิติพร พันธุ์ท่าช้าง. 2548. การวิเคราะห์หน่วยแรงและการเคลื่อนตัวในฐานรากของเขื่อนคลองท่า
ด่านโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- ธนวัฒน์ ยูววิทยาพานิช. 2541. การศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตบดอัดสำหรับการออกแบบ
ก่อสร้างเขื่อนแม่สรวย. วิทยานิพนธ์วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- ปริญญา จินดาประเสริฐ และ ชัย จาตุรพิทักษ์กุล. 2549. **Cement Pozzolan and Concrete**. ครั้งที่
ที่ 1. สมาคมคอนกรีตไทย, กรุงเทพฯ.
- ฝ่ายสำรวจธรณีวิทยา กองวิทยาการธรณี กรมชลประทาน กระทรวงเกษตรและสหกรณ์. 2537.
รายงานการสำรวจธรณีวิทยาฐานรากโครงการอ่างเก็บน้ำคลองท่าด่าน (เล่มที่ 1/3 รายงาน
ชั้นความเหมาะสม) อำเภอเมือง จังหวัดนครนายก. 189.
- วรากร ไม้เรียง. 2546. วิศวกรรมเขื่อนดิน. ครั้งที่ 3. Library Nine, กรุงเทพฯ.
- _____. 2550. การตรวจวัดพฤติกรรมเขื่อน. ครั้งที่ 1. ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและ
ฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- สง่า ตั้งชวาล. 2549. ธรณีวิศวกรรมขั้นพื้นฐาน. ครั้งที่ 5. จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, กรุงเทพฯ.
- สัมพันธ์ สิงหราชวราพันธ์. 2530. ธรณีวิทยาวิศวกรรม (Engineering Geology). ครั้งที่ 1.
ภาควิชาธรณีวิทยา คณะวิทยาศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่, เชียงใหม่.
- สมชัย กกกำแหง. 2542. การใช้ถ้ำลอยในงานคอนกรีต, น. 65-79. การสัมมนาทางวิชาการเรื่อง
การใช้ถ้ำลอยในงานคอนกรีต. สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรม
ราชูปถัมภ์, กรุงเทพฯ.
- ศุภชัย สีนถาวร. 2546. คุณสมบัติและพฤติกรรมด้านความร้อนของเขื่อนคอนกรีตบดอัด.
วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

ACI Committee 207. 1990. **Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete.** 1 ed. American Concrete Institute, Michigan, USA.

_____. 1993. **Cooling and Insulating Systems.** 2 ed. American Concrete Institute, Michigan, USA.

_____. 1996. **Mass Concrete.** 1 ed. American Concrete Institute, Michigan, USA.

_____. 1999. **Roller-Compacted Mass Concrete.** 1 ed. American Concrete Institute, Michigan, USA.

ACI Committee 225. 1999, **Guide to the Selection and Use of Hydraulic Cements.** 1 ed, American Concrete Institute, Michigan, USA.

Becue, J.P., J.E. Carre, J. Clerin, M. Girard, F. Delorme, M. Ho Ta Khanh and P. Pichavant. 1999. Behavior of French RCC Dams Built between 1987 and 1994, pp. 933-949. **Proceedings International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams (2).** China Institute of Water Resources and Hydropower Research, China.

Cedergren, H.R. 1988. **Seepage Drainage and Flow Nets.** 3 ed. John Wiley & Sons, New York.

Changnong, L. and T. Chuanlin. 1999. Study on Properties of RCC with High Temperature Water-Reducing Retarder, pp. 213-225. **Proceedings International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams (1).** China Institute of Water Resources and Hydropower Research, China.

Chonggang, S. 1999. Some Technical Progress and Experiences in Operation of Chinese RCC Dams, pp. 1-13. **Proceedings International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams (1).** China Institute of Water Resources and Hydropower Research, China.

- Deere, D.U. and R.P. Miller. 1966. **Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock**. Technical Report No. AFNL-TR-65-116. Air Force Weapons Laboratory, Nex Mexico.
- Dunnicliff, J. and G.E. Green. 1988. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. 1 ed. John Wiley & Sons, USA.
- Federal Energy Regulatory Commission. 2007. **Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects**. Federal Energy Regulatory Commission. Available Source: <http://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap9.pdf>, November 22, 2007.
- Forbes, B.A. 2003. **Using Sloped Layers to Improve RCC Dam Construction**. GHD Pty Ltd. Available Source: [http://www.ghd.com.au/aptrixpublishing.nsf/AttachmentsByTitle/PP+SlopedLayersRCCDams+PDF/\\$FILE/Forbes_RCCDams.pdf](http://www.ghd.com.au/aptrixpublishing.nsf/AttachmentsByTitle/PP+SlopedLayersRCCDams+PDF/$FILE/Forbes_RCCDams.pdf), June 20, 2006.
- Franklin, J.A. and M.B. Dusseault. 1989. **Rock Engineering**. 1 ed. McGraw-Hill, Inc., New York.
- Giesecke, J., M. Qin and W. Marx. 2002. **Realistic and Computational Efficient Evaluation of Temperature and Stress Development in Large RCC Dams**. German Dam Research and Technology. Available Source: http://www.talsperrenkomitee.de/german_research/data/giesecke_quin/giesecke_qin.pdf, June 15, 2007.
- Hansen, K.D. and W.G. Reinhardt. 1991. **Roller-Compacted Concrete Dams**. 1 ed. McGraw-Hill, Inc., United States of America.
- Herzog, M.A.M. 1999. **Practice Dam Analysis**. 1 ed. Thomas Telford, London.

- Houlsby, A.C. 1990. **Construction and Design of Cement Grouting: a guide to grouting in rock foundations.** 1 ed. Wiley, New York.
- International Committee on Large Dams. 1974. **Lessons from Dam Incidents.** 1 ed. ICOLD-CIGB, Paris.
- _____. 1982. **A Glossary of Words and Phrases Related to Dams.** 2 ed. ICOLD-CIGB, Paris.
- _____. 1984. **Deterioration of Dams and Reservoirs Examples and Their Analysis.** 1 ed. A.A. Balkema, Rotterdam.
- _____. 1993. **Rock Foundations for Dams.** 1 ed, Bulletin 88. ICOLD-CIGB, Paris.
- James, P. and H. Chanson. 2002. Historical Development of Arch Dams. **Australian Civil Engineering Transactions** (CE43): 39-56.
- Jitvutikrai, P., T. Ngarmcroh and S. Tangtermsirikul. 2003. Roller-Compacted Concrete for Khlong Tha Dan Dam, pp. 219-224. **Proceedings of the 1st National Concrete Conference.** Engineering Institute of Thailand, Kanchanaburi.
- Mairaing, W. 1973. **Response of some Field Piezometer Systems under Undrained Loading in Clay.** Master thesis, Asian Institute of Technology.
- Maisano, P.A., B.A. Forbes, P.A. Miskell and M.J. Taylor. 2001. **Cadiangullong RCC Dam: Monitored Performance versus Design Expectations.** GHD Pty Ltd. Available Source: http://www.ghd.com.au/papers/pmaisano_ANCOLD_2001.pdf, May 26, 2004.

- Marc Gaiqui, LS. 1999. **The Ruins of Malpasset—The Damned Dam**. Professional Surveyor Magazine. Available Source: <http://www.profsurv.com/archive.php?issue=36&article=511>, October 01, 2007.
- Mehrotra, V.K. 2004. **Roller Compacted Concrete Dams**. 1 ed. Standard Publishers Distributors, Delhi.
- Neville, A.M. 2002. **Properties of Concrete**. 4 ed. Pearson Education Limited, England.
- Pacelli, W.A. and F.R. Andriolo. 1999. RCC Dams-Impervious Systems: Discussions, Suggestions and Usage, pp. 404-415. **Proceedings International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams (1)**. China Institute of Water Resources and Hydropower Research, China.
- Penman, A.D.M., K.R. Saxena and V.M. Sharma. 1999. **Instrumentation Monitoring and Surveillance Embankment Dams**. 1 ed. A.A. Balkema, USA.
- Phuntumat, P. 1997. **Engineering properties of volcanic rocks at Khlong Tha Dan Dam Amphoe Muang Nakhon Nayok Province Thailand**. Master thesis, Asian Institute of Technology.
- Rocktest Inc. 2006. **Dam Safety and Monitoring Instrumentation**. Instrumentation for Civil Engineering Project. แหล่งที่มา: http://www.roctest.com/modules/AxialRealisation/img_repository/files/documents/APN_Barrages_Eng.pdf, 11 พฤศจิกายน 2007.
- Royal Irrigation Department. 1997. **Design Criteria Khlong Tha Dan Dam (Final)**.
- Slope Indicator. 2007. **Geotechnical & Structural Instrumentation**. แหล่งที่มา: <http://www.slopeindicator.com>, 11 พฤศจิกายน 2007.

- Smoak, W.G., F.B. Gularte and J.R. Culp. 1998. Remedial Grouting of Dworshak Dam, pp.83-99. In J. Larry and D. Berry, eds. **Grouts and Grouting: A Potpourri of Projects**. Proceeding of Sessions of Geo-Congress 98. Boston MA.
- Srisutam, C. 2003. **Evaluation of rock foundation grouting of Khlong Tha Dan Dam**. Master thesis, Asian Institute of Technology.
- U.S. Army Corps of Engineers. 1987. **Instrumentation for Concrete Structures**. 2 ed. Engineer Manual, EM 1110-2-4300, Department of The Army, USA.
- _____. 1992. **Design Construction and Maintenance of Relief Wells**. 1 ed. Engineer Manual, EM 1110-2-1914, Department of The Army, USA.
- _____. 1994. **Rock Foundations**. 1 ed. Engineer Manual, EM 1110-1-2908, Department of The Army, USA.
- _____. 1995. **Gravity Dam Design**. 2 ed. Engineer Manual, EM 1110-2-2200, Department of The Army, USA.
- _____. 2000. **Roller-Compacted Concrete**. 2 ed. Engineer Manual, EM 1110-2-2006, Department of The Army, USA.
- _____. 2002. **Structural-Deformation Surveying**. 1 ed. Engineer Manual, EM 1110-2-1009, Department of The Army, USA.
- _____. 2006. **Glossary of Flood Damage Reduction Terms**. Glossary of Terms. Available Source: <http://www.usace.army.mil/floodglossary.html>, 1 มิถุนายน 2007.
- _____. 2007. **Control and Topographic Surveying**. 1 ed. Engineer Manual, EM 1110-2-1005, Department of The Army, USA.

- U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation. 1997. **Water Measurement Manual**. 3 ed. A Water Resources Technical Publication, Washington.
- Weaver, K.D. 1991. **Dam Foundation Grouting**. American Society of Civil Engineers, New York.
- Wieland, M. 2001. **Earthquake Safety of Existing Dams for Irrigation and Water Supply in Rural Areas**. Poyry. Available Source: http://www.energy.poyry.com/linked/en/hydropower/pu_en_earthquake_safety_ex.pdf, October 01, 2007.
- World Commission on Dams. 2000. **Dams and Development**. 1 ed. Earthscan Publications Ltd, UK and USA.
- Wyllie, D.C. 1999. **Foundations on Rock**. 2 ed. E & FN Spon, London.
- Xiaobin, L. 1999. Research on the Effect of Some Bedding Materials on RCC Lift Joint, pp. 383-388. **Proceedings International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams (1)**. China Institute of Water Resources and Hydropower Research, China.

ภาคผนวก

ภาคผนวก ก

เครื่องมือวัดพฤติกรรมเชื่อนขุนด้านปรากฏารชล

เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนขุนด่านปราการชล

เครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อนขุนด่านฯ (เขื่อนคอนกรีตบดอัด) มี 7 ประเภท จำนวน 550 ตำแหน่ง ประกอบด้วย มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer), บ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well), มาตรวัดปริมาณน้ำ (Seepage Flowmeter), มาตรวัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter), ดิ่งวัดการเคลื่อนตัว (Pendulum), หมุดสำรวจ (Survey Station) และมาตรวัดอุณหภูมิ (Thermocouple) ซึ่งแต่ละเครื่องมือวัดมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

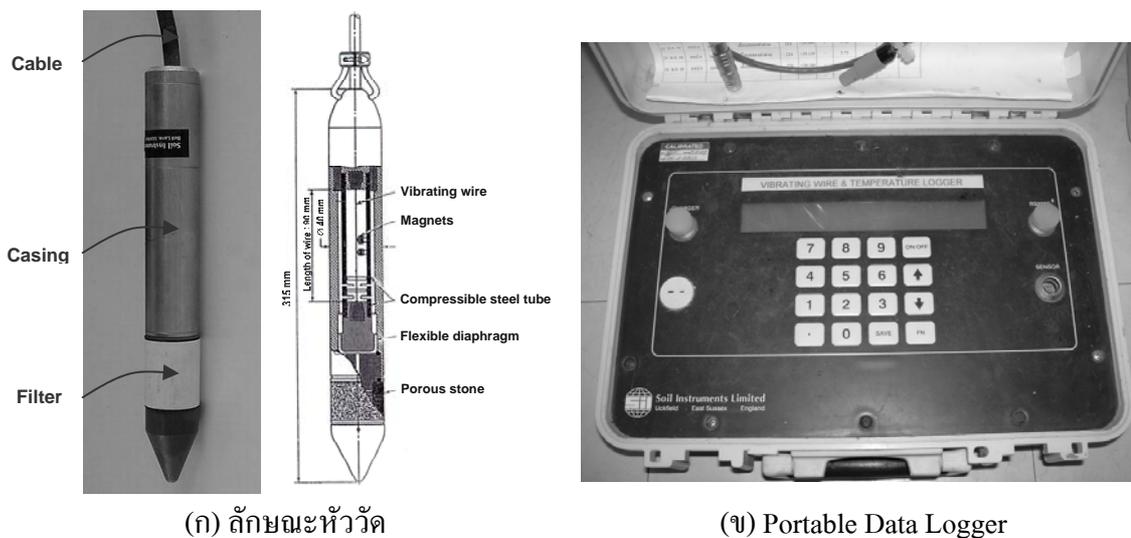
1. มาตรวัดความดันน้ำ (Piezometer)

1.1 รายละเอียดและคุณลักษณะ

มาตรวัดความดันน้ำหรือพิโซมิเตอร์ (Piezometer) คือ เครื่องมือที่ใช้วัดความดันน้ำในหินฐานราก ซึ่งเขื่อนขุนด่านฯ ได้มีการติดตั้งพิโซมิเตอร์ชนิดวัดการสั่นของเส้นลวด (Vibrating Wire Piezometer) เป็นระบบที่วัดความถี่การสั่นของเส้นลวดที่ขึงตึงระหว่างจุดคงที่และไดอะแฟรม ซึ่งเปลี่ยนแปลงไปตามความดันน้ำที่มากกระทำ เช่น เมื่อความดันน้ำที่กระทำต่อไดอะแฟรมเพิ่มมากขึ้น เส้นลวดก็จะหย่อนและความถี่การสั่นของเส้นลวดก็จะลดลง

ข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดสามารถนำไปคำนวณหาค่าแรงดันลอยตัวได้ฐานเขื่อน (Uplift Pressure) ซึ่งเป็นแรงดันที่กระทำให้เขื่อนเกิดการยกตัว แล้วนำไปสู่การคำนวณหาอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, FS) ดังแสดงในภาพผนวก ฉ ซึ่งเป็นตัวอย่างการคำนวณหาอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ

องค์ประกอบของหัววัดประกอบด้วย ชั้นกรอง ส่วนกำเนิดสัญญาณไฟฟ้า และสายส่งสัญญาณ โดยหัววัดมีขนาด \varnothing 38 มม. น้ำหนัก 1.8 กิโลกรัม ช่วงอุณหภูมิใช้งาน -20 ถึง $+70$ °C ส่วนเครื่องบันทึกข้อมูลมีขนาด $320 \times 190 \times 135$ มม. น้ำหนัก 4 กิโลกรัม ดังแสดงในภาพผนวก ที่ ก1 โดยมีรายละเอียดดังต่อไปนี้



(ก) ลักษณะหัววัด

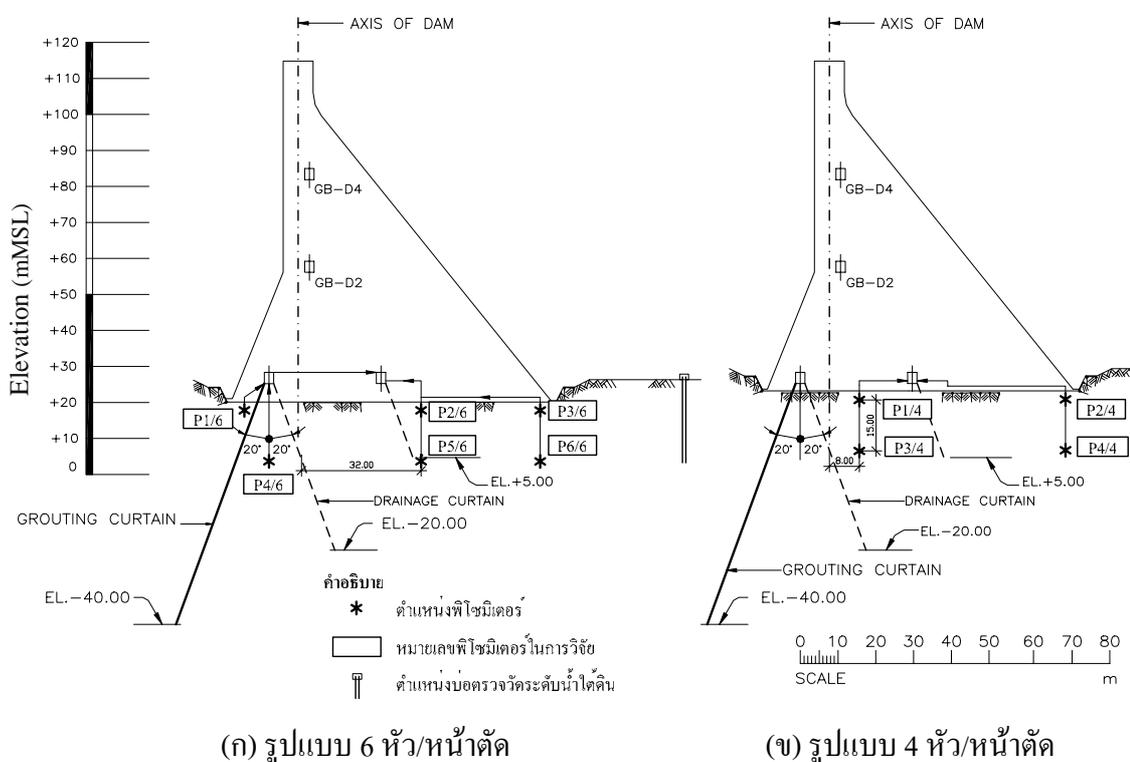
(จ) Portable Data Logger

ภาพผนวกที่ ก1 พิโซมิเตอร์ชนิดวัดการสั่นของเส้นลวด

- 1) ชั้นกรอง (Filter) เป็นเซรามิกรูปทรงกระบอกกลวง ชนิด High Air Entry ที่มีขนาดรูพรุน 1 ไมครอน ค่าความซึมน้ำ 2×10^{-6} ซม./วินาที และ Air entry value > 1 bar โดยหัววัดมีช่วงการวัดความดันตั้งแต่ -5 ถึง 200 เมตร-น้ำ ความแม่นยำ $\pm 0.1\%$ ของช่วงอ่านค่า (Full Scale)
- 2) ส่วนกำเนิดสัญญาณไฟฟ้า (Transducer Portion) ประกอบด้วย แผ่นไดอะแฟรม (Diaphragm), เส้นลวด (Vibrating Wire), แม่เหล็กไฟฟ้า (Magnet) ที่ทำหน้าที่กระตุ้นการสั่นของเส้นลวดด้วยคลื่นแม่เหล็ก และอุปกรณ์ป้องกันแรงดันไฟฟ้าสูงเกินพิกัด (Over Voltage Surge Arrestor) ซึ่งทั้งหมดบรรจุภายในกล่องสแตนเลสทรงกระบอกและมีระบบกันน้ำโดยสมบูรณ์
- 3) สายส่งสัญญาณ (Cable) เป็นสายไฟฟ้าชนิด 1 คู่สาย แต่ละสายเป็นสายทองแดงชนิดสายฝอยหุ้มด้วยฉนวน โพลีเอทิลีนแยกเป็นคนละสี ถักคลุมด้วยลวดโลหะและห่อหุ้มสายทั้งหมดด้วยปลอก PVC มีขนาด $\varnothing 12$ มม.
- 4) เครื่องบันทึกข้อมูล (Portable Data Logger) เป็นอุปกรณ์ที่ใช้อ่านค่าและสามารถบันทึกข้อมูล ซึ่งภายในเครื่องเป็นระบบ 16 Bit Microprocessor ใช้พลังงานจากแบตเตอรี่ชนิด NiCd แบบประจุไฟฟ้าได้ด้วยเครื่องประจุไฟฟ้าระบบ 220 Volt 50 Hz 1 เฟส สามารถแสดงข้อมูลได้ในรูปแบบหน่วยของ คาบ (Period), ความถี่ (Frequency) และหน่วยทางวิศวกรรมอื่นๆ บันทึกข้อมูลได้ 12,000 ค่า และถ่ายโอนข้อมูลสู่คอมพิวเตอร์ผ่านทาง Serial Port RS 232C

1.2 การติดตั้งและการอ่านค่า

มีการติดตั้งพิโซมิเตอร์จำนวน 106 หัวบริเวณใต้ฐานเขื่อน โดยมีรูปแบบการจัดวางหลักๆ 2 รูปแบบคือ รูปแบบที่มี 6 หัว/หน้าตัด และ 4 หัว/หน้าตัด ดังแสดงในภาพผนวกที่ ก2 ส่วนบริเวณฐานยันที่ความสูงเขื่อนไม่มากจะมีรูปแบบการจัดวางเพียง 2 หัว/หน้าตัด โดยแต่ละหน้าตัดจะมีระยะห่างประมาณ 120 เมตรซึ่งสลับหน้าตัดที่มี 6 หัวและ 4 หัว จำนวนทั้งสิ้น 24 หน้าตัด แบ่งเป็น 14 หน้าตัดที่เขื่อน RCC-B 7 หน้าตัดที่เขื่อน RCC-S และ 3 หน้าตัดที่เขื่อน RCC-VS โดยติดตั้งที่ระดับความลึก 1 และ 16 เมตรจากผิวหน้าหินฐานราก



ภาพผนวกที่ ก2 รูปแบบการจัดวางพิโซมิเตอร์

ถึงแม้ว่าพิโซมิเตอร์ชนิดนี้ไม่จำเป็นต้องปรับแก้ค่าเนื่องจากความยาวสาย เพราะความต้านทานของสายส่งสัญญาณ ไม่มีผลต่อความถี่ที่วัดได้ แต่ก่อนการติดตั้งจะต้องทำการสอบเทียบ (Calibrate) กับความดันมาตรฐานตั้งแต่ 0 – 20 bar เพื่อให้ได้สมการที่ใช้แปลงเป็นค่าความดันน้ำประจำแต่ละหัววัด โดยขั้นตอนการติดตั้งแสดงดังภาพผนวกที่ ก3 และมีรายละเอียดดังนี้

- 1) ประกอบหัววัดในน้ำเพื่อจัดฟองอากาศภายในหัววัด และต้องแช่หัววัดในน้ำอย่างน้อย 24 ชั่วโมงก่อนการติดตั้ง
- 2) ใช้เครื่องเจาะ Rotary Percussion เจาะหลุมขนาด \varnothing 10 ซม.
- 3) กรอกเม็ดเบนโทไนท์ให้ได้ความหนา 30 ซม. หย่อนหัววัดลงในหลุมเจาะให้อยู่ในระดับที่กำหนด แล้วกรอกทรายสะอาดที่อิมตัวด้วยน้ำลงในหลุมเจาะจนหุ้มหัววัดไว้ 50 ซม. ทั้งด้านบนและด้านล่าง
- 4) กรอกเม็ดเบนโทไนท์ปิดทับความหนา 30 ซม. ซึ่งเบนโทไนท์เหล่านี้จะเป็นตัวควบคุมทิศทางการไหลของน้ำให้เข้าจากด้านข้างโดยรอบเท่านั้น
- 5) กรอกซีเมนต์มอร์ต้าผ่านท่อส่ง (Tremie Pipe) จนถึงระดับปากหลุม
- 6) เดินสายสัญญาณเข้าสู่กล่องรวมสาย (Junction Box) ที่อยู่ในอุโมงค์ โดยใช้ซีเมนต์มอร์ต้าหุ้มสายสัญญาณ หรือทำการร้อยผ่านท่อ PVC ในบริเวณที่ผ่านโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และเดินสายสัญญาณต่อไปยังตู้พักปลายทาง (Terminal Box) ที่อยู่ในห้องอ่านค่า (Instrument Chamber) ซึ่งมีที่เชื่อม RCC-B 2 แห่ง และที่เชื่อม RCC-S 1 แห่ง

ในการอ่านค่าจะใช้เครื่องบันทึกข้อมูล (Portable Data Logger) อ่านค่าความดันในหน่วยคาบ (Period) แล้วแปลงเป็นค่าความดันจากสมการสอบเทียบ (Calibration Equation) ของแต่ละหัววัด โดยในระหว่างการก่อสร้างจะทำการอ่านค่าที่สายสัญญาณของแต่ละหัววัด ณ ตำแหน่งนั้นๆ ในอุโมงค์ แต่เมื่อติดตั้งพีโซมิเตอร์ครบทั้ง 106 ตำแหน่งแล้วจะรวบรวมสายสัญญาณทั้งหมดเข้าสู่ Terminal Box ในห้องอ่านค่า ซึ่งจะช่วยให้ประหยัดเวลาในการตรวจวัดยิ่งขึ้น ดังแสดงในภาพผนวกที่ ก4



(ก) การสอบเทียบ



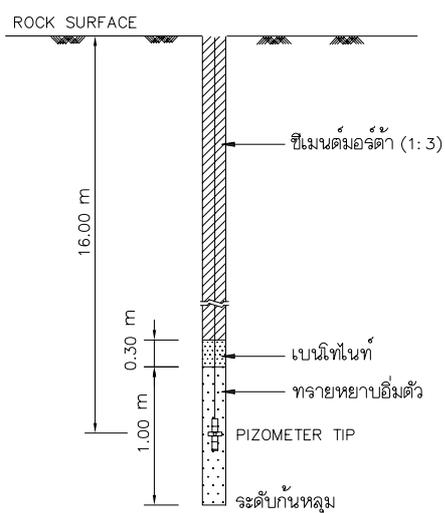
(ข) การแช่น้ำให้หัววัดอิมตัว



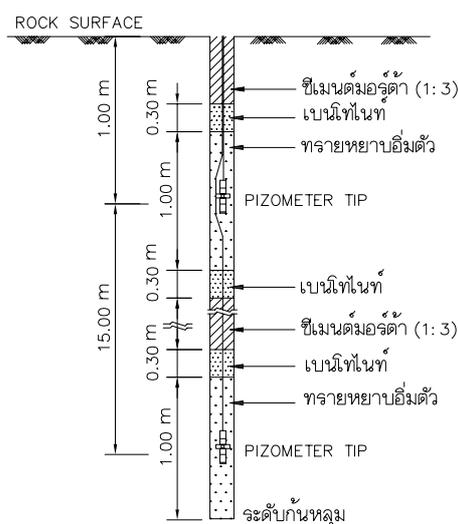
(ค) การเจาะหลุม โดย Rotary Percussion



(ง) การเทวัสดุในหลุมเจาะ



(จ) รูปแบบการติดตั้ง 1 หัว/หลุม



(ฉ) รูปแบบการติดตั้ง 2 หัว/หลุม

ภาพผนวกที่ ก3 การติดตั้งไพโซมิเตอร์



(ก) อ่านค่าที่หัววัดในอุโมงค์



(ข) อ่านค่าที่ Terminal Box ในห้องอ่านค่า

ภาพผนวกที่ ก4 การอ่านค่าพีโซมิเตอร์

2. บ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well)

2.1 รายละเอียดและคุณลักษณะ

การเปลี่ยนแปลงระดับน้ำใต้ดินด้านท้ายน้ำสามารถตรวจวัดได้จากบ่อสำรวจระดับน้ำ (Observation Well) ขณะเดียวกันมาตรวัดระดับน้ำ (Staff Gauge) จะเป็นตัวบอกระดับน้ำในอ่าง ซึ่งระยะแตกต่างระหว่างด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ (Head Water) นี้เป็นตัวแปรหนึ่งที่ใช้ในการประเมินการไหลซึมของน้ำผ่านฐานรากและความดันน้ำใต้ฐานเขื่อน

บ่อสำรวจระดับน้ำประกอบด้วยหลุมเจาะขนาด \varnothing 15 ซม. มีความลึกมากกว่าระดับน้ำใต้ดินปกติ 2 – 5 เมตร และฝังท่อเหล็กชุบสังกะสี (Galvanized Steel Pipe) ขนาด \varnothing 3 นิ้ว มีปลายยาว 1 เมตรเป็นท่อพรุน (Perforated Pipe) ขนาดรูพรุน 1 ซม. ที่หุ้มด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ (Geotextile) ไว้รับน้ำเข้าไปในท่อ ดังแสดงในภาพผนวกที่ ก5 บริเวณรอบท่อพรุนจะถูกหุ้มด้วยทรายอิมตัว 1 เมตร ทั้งด้านบนและด้านล่าง จากนั้นจึงรอกทรายผสมเบนโทไนท์จนถึงระดับปากหลุมเพื่อไม่ให้น้ำจากผิวดินไหลเข้าไปในท่อวัด

อุปกรณ์ที่ใช้ตรวจวัดระดับน้ำ คือ Dipmeter ขนาด \varnothing 1 ซม. ซึ่งภายในหัววัดจะมีอุปกรณ์ตรวจวัด (Sensor) ที่ต่อวงจรไฟฟ้าเข้ากับสายสัญญาณในเทปวัดระยะยาว 30 เมตร เมื่อหัววัดสัมผัสกับน้ำจะทำให้ครบวงจรไฟฟ้าและส่งสัญญาณเสียงให้ทราบ



(ก) ท่อพรุนหุ้มด้วยแผ่นใยสังเคราะห์



(ข) หัววัดแบบ Dipmeter

ภาพผนวกที่ ก5 ลักษณะท่อพรุนและหัววัด

2.2 การติดตั้งและการอ่านค่า

ตำแหน่งการติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำอยู่ห่างจากดินเขื่อนด้านท้ายน้ำ 20 – 30 เมตร ซึ่งเป็นระยะที่เพียงพอที่จะไม่เกิดความดันน้ำส่วนเกิน (Excess pore water pressure) เนื่องจากน้ำหนักตัวเขื่อนและระดับน้ำในอ่าง มีจำนวนติดตั้งทั้งหมด 13 ตำแหน่ง ความลึกของหลุมเจาะ 10 - 30 เมตร ดังภาพผนวกที่ ก6 แสดงการติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำ โดยมีขั้นตอนการทำงานดังต่อไปนี้

- 1) ใช้เครื่องเจาะ Rotary Percussion เจาะหลุมขนาด \varnothing 15 ซม. (บริเวณพื้นราบมีชั้นดินกรวดอยู่ด้านบนจึงต้องใช้ปลอกเหล็ก (Casing) ที่ปากหลุมเพื่อป้องกันหลุมเจาะพังทลาย)
- 2) กรอกทรายหยาบอัดตัวลงในหลุมเจาะโดยให้อยู่เหนือระดับก้นหลุม 50 ซม.
- 3) ประกอบท่อพรุนกับท่อทึบแล้วใช้เครื่องเจาะหรือใช้รถยกตั้งท่อเหล็กแล้วหย่อนลงหลุมเจาะ ต่อท่อจนได้ความลึกตามแบบที่ระบุโดยให้ปลายท่อวางอยู่บนชั้นทราย
- 4) กรอกทรายอัดตัวรอบๆท่อจนได้ระดับสูงขึ้นจากเดิม 1.5 เมตร หรือระดับสูงจากก้นหลุมรวม 2.0 เมตร จากนั้นกรอกทรายผสมเบนโทไนท์อัตราส่วน 1:4 หรือใช้เม็ดเบนโทไนท์กรอกจนถึงระดับใกล้ปากหลุม แล้วจึงกรอกมอร์ต้าปิดหลุมเพื่อให้ท่อมั่นคง
- 5) เทมอร์ต้าเพื่อปรับระดับพื้นแล้วติดตั้งกล่องคอนกรีตเสริมเหล็ก



(ก) การเจาะหลุมติดตั้ง



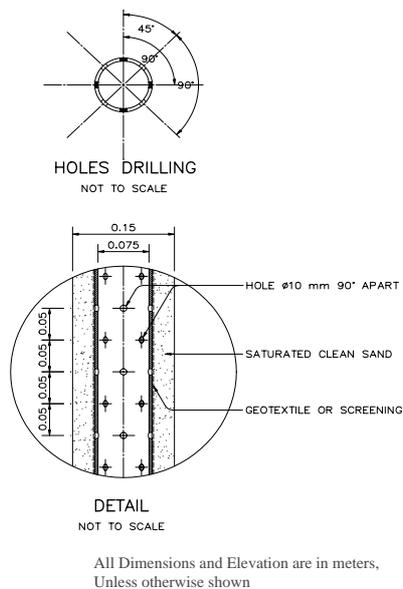
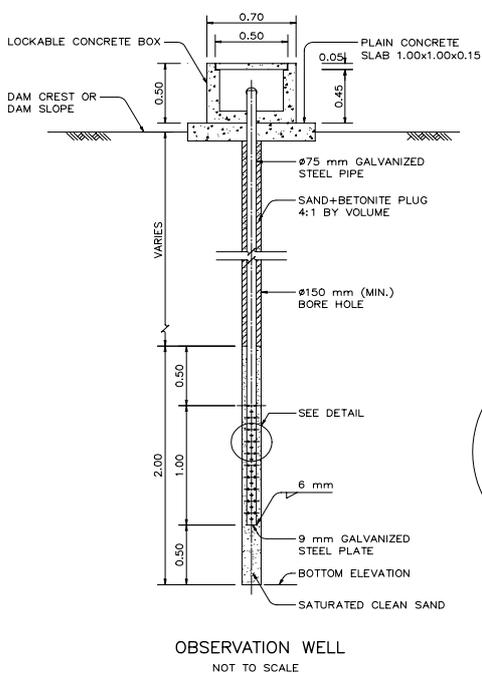
(ข) การติดตั้งท่อเหล็ก



(ค) การกรอกวัสดุ



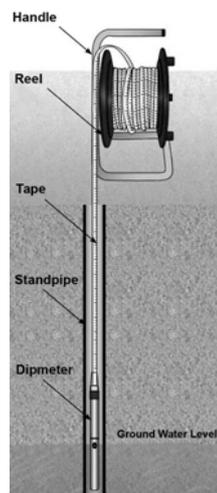
(ง) การติดตั้งกล่องคอนกรีต



(จ) รูปแบบการติดตั้ง

ภาพผนวกที่ ก6 การติดตั้งบ่อสำรวจระดับน้ำ

ในการอ่านค่าจะใช้หัววัด Dipmeter หย่อนลงในท่อ ซึ่งเมื่อหัววัดสัมผัสกับระดับผิวน้ำจะส่งสัญญาณเสียงดังขึ้น และสามารถคำนวณหาระดับน้ำใต้ดินได้โดยหักลบระดับปากท่อด้วยค่าความลึกของหัววัดที่หย่อนไปในท่อ ดังแสดงในภาพผนวกที่ ก7



(ก) ภาพตัดแสดงการอ่านค่า



(ข) การอ่านค่าจริงในสนาม

ภาพผนวกที่ ก7 การตรวจวัดหาระดับน้ำใต้ดิน

3. มาตรวัดปริมาณน้ำ (Seepage Flowmeter)

3.1 รายละเอียดและคุณลักษณะ

เมื่อเขื่อนเริ่มเก็บกักน้ำจะทำให้เกิดความต่างศักย์ระหว่างด้านเหนือน้ำและท้ายน้ำ (Head Water) จึงเกิดการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนและหินฐานราก และเนื่องจากในตัวเขื่อนและหินฐานรากมีระบบระบายน้ำโดยใช้ท่อระบายน้ำทุกๆระยะ 5 เมตรเพื่อลดความดันน้ำที่เกิดขึ้น น้ำส่วนใหญ่จึงไหลผ่านระบบนี้และไหลรวมเข้าสู่รางระบายน้ำ (Gutter) ที่พื้นอุโมงค์ (Gallery) ในตัวเขื่อน แล้วระบายไปด้านท้ายน้ำผ่านท่อระบาย (Steel Drain Pipe) ทุกๆระยะประมาณ 160 เมตร

การติดตามพฤติกรรมการไหลซึมได้เลือกใช้มาตรวัดปริมาณน้ำประเภทฝายสามเหลี่ยม (V-Notch Weir) บากเป็นมุม 90° ทำจากแผ่นสแตนเลส (Stainless Steel) ขนาด $50 \times 40 \times 0.6$ ซม. พร้อมทั้งไม้บรรทัดสแตนเลสที่มีสเกลวัด (Reading Scale) ยาว 20 ซม. และปะเก็นยาง (Rubber Gasket) สำหรับกั้นน้ำซึมระหว่าง V-Notch กับรางระบาย ดังภาพผนวกที่ ก8(ก)

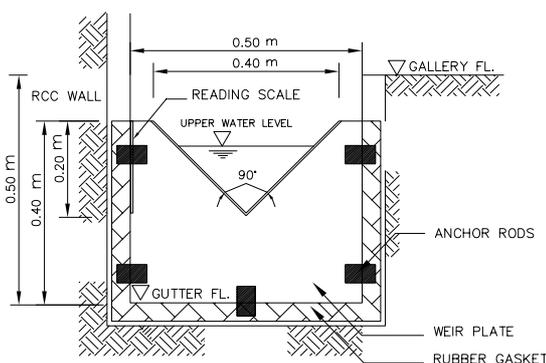
3.2 การติดตั้งและการอ่านค่า

มีการติดตั้ง V-Notch Weir ทั้งสิ้น 8 ชุด โดยติดตั้งขวางระบาย (Gutter) ภายในอุโมงค์ทั้ง 3 ระดับ ดังแสดงในภาพผนวกที่ ก8 ซึ่งจากความสูงน้ำเหนือร่องบากที่ตรวจวัดได้นี้จะสามารถคำนวณเป็นปริมาณการไหลซึมได้ดังนี้

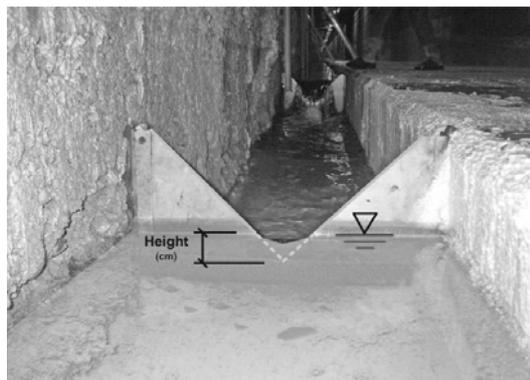
$$Q = 1.472 \times 10^{-5} \times H^{2.48}$$

เมื่อ Q = ปริมาณน้ำที่ไหลผ่านในช่วงเวลา (ลบ.ม./วินาที)

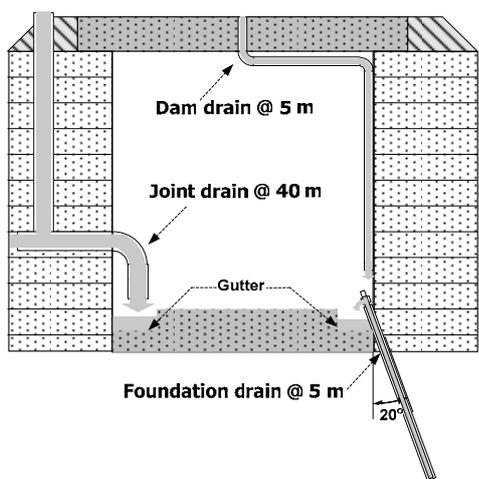
H = ความสูงน้ำเหนือร่องบาก (ซม.)



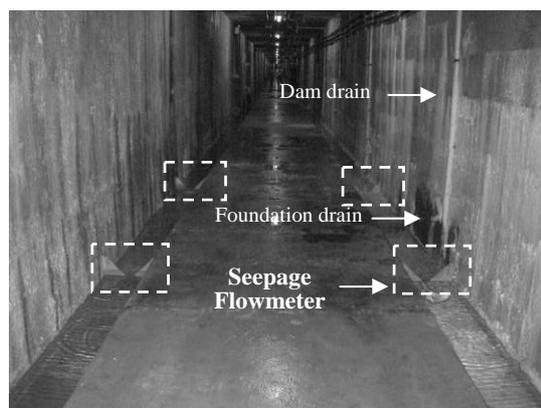
(ก) ลักษณะฝายสามเหลี่ยม



(ข) การอ่านค่า



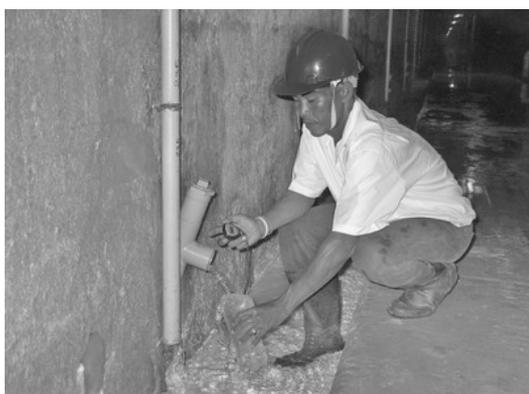
(ค) หน้าตัดแสดงระบบระบายน้ำ



(ง) การติดตั้งในอุโมงค์

ภาพผนวกที่ ก8 รูปแบบการติดตั้งและการอ่านค่ามาตรวัดปริมาณน้ำ

ผลการตรวจวัด V-Notch Weir จะทำให้ทราบถึงการไหลซึมรวมซึ่งเป็นปริมาณน้ำที่ผ่านทั้งตัวเขื่อนและฐานราก ดังนั้น จึงใช้วิธีภาชนะตวง (Calibrated Container) ซึ่งเป็นการบันทึกเวลาที่น้ำไหลเข้าภาชนะที่ทราบปริมาตรทำการตรวจวัดที่ปลายท่อ Foundation Drain ซึ่งมีระยะห่างทุกๆ 5 เมตร เพื่อที่จะสามารถคำนวณได้ว่าการไหลซึมผ่านฐานรากและตัวเขื่อนเป็นเท่าใด ดังภาพผนวกที่ ก9(ก) และเนื่องจากยังไม่มีติดตั้ง V-Notch Weir ในช่วงเก็บน้ำปีแรก ดังนั้น จึงได้ทำการตรวจวัดโดยใช้วิธีภาชนะตวงที่ท่อระบายน้ำด้านท้ายเขื่อนทั้ง 3 ระดับ ดังภาพผนวกที่ ก9(ข)



(ก) ตรวจวัดน้ำที่ไหลผ่านใต้ฐานเขื่อน



(ข) ตรวจวัดน้ำด้านท้ายเขื่อน

ภาพผนวกที่ ก9 การตรวจวัดปริมาณน้ำโดยวิธีภาชนะตวง

4. มาตรการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter)

4.1 รายละเอียดและคุณลักษณะ

มาตรการเคลื่อนตัวที่รอยต่อ (Jointmeter) เป็นเครื่องมือที่ใช้วัดการเคลื่อนตัวที่รอยต่อแนวตั้งซึ่งเป็นรอยต่อที่ถูกสร้างเพื่อให้ตัวเขื่อนแยกออกจากกันเป็นบล็อกๆทุกระยะ 40 เมตร โดยการเคลื่อนตัวที่แตกต่างระหว่างบล็อก (Differential Displacement) นี้เกิดได้จากหลายปัจจัยคือ การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในตัวเขื่อน, การเก็บกักน้ำ และการทรุดตัวของหินฐานราก เป็นต้น

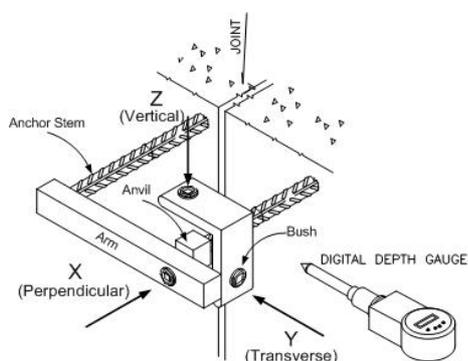
เขื่อนขุนด่านฯ ได้เลือกใช้ Jointmeter แบบ Mechanic ในการตรวจวัดซึ่งสามารถวัดการเคลื่อนตัวได้ครอบคลุมทั้ง 3 ทิศทางคือ ทิศทางแนวเหนือ-น้ำ-ท้ายน้ำ (แกน x) ทิศทางแนวแกนเขื่อน (แกน y) และทิศทางแนวตั้ง (แกน z) โดยชุด Jointmeter ประกอบด้วย แกนเหล็ก (Anchor Stem) ที่ยึดกับแท่นรับ (Anvil) และแกนเหล็กที่ยึดกับแขนวัดการเคลื่อนตัว (Arm) ซึ่งมีช่องเสียบ

(Bush) สำหรับวัดด้วย Digital Depth Gauge ทั้ง 3 ทิศทาง โดยมีช่วงการวัดค่า 10 มม. มีความไวตัว 0.01 มม. และมีความแม่นยำ 0.1 มม.

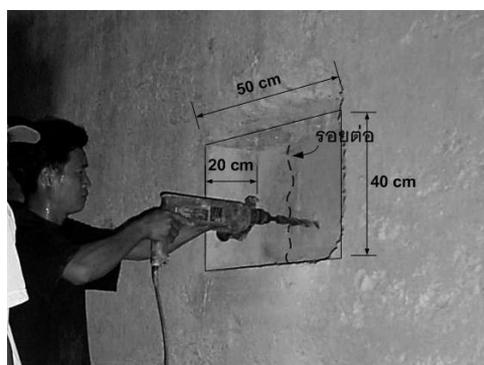
4.2 การติดตั้งและการอ่านค่า

มีการติดตั้ง Jointmeter จำนวนทั้งสิ้น 100 ตำแหน่งบริเวณสันเขื่อนและภายในอุโมงค์ทั้ง 3 ระดับ โดยจะดำเนินการติดตั้งหลังจากก่อสร้างบริเวณนั้นเรียบร้อยแล้ว ดังภาพผนวกที่ ก10 แสดงการติดตั้งและการอ่านค่า Jointmeter ซึ่งมีขั้นตอนการดำเนินการดังต่อไปนี้

- 1) เว้นช่องขนาด $40 \times 50 \times 20$ ซม. สำหรับติดตั้ง Jointmeter ที่บริเวณรอยต่อ โดยให้สูงจากระดับพื้นอุโมงค์ประมาณ 1.5 เมตร
- 2) ใช้สว่านเจาะรูขนาด $\varnothing 2.5$ ซม. ลึก 10 ซม. สำหรับสอดแกนเหล็กที่แต่ละด้านของรอยต่อ โดยมีระยะห่างประมาณ 15 ซม. ตามแนวตั้งฉากกับรอยต่อ



(ก) แบบแสดงการติดตั้ง



(ข) เจาะรูติดตั้ง



(ค) ยึดแกนเหล็ก



(ง) การอ่านค่า

ภาพผนวกที่ ก10 การติดตั้งและการอ่านค่า Jointmeter

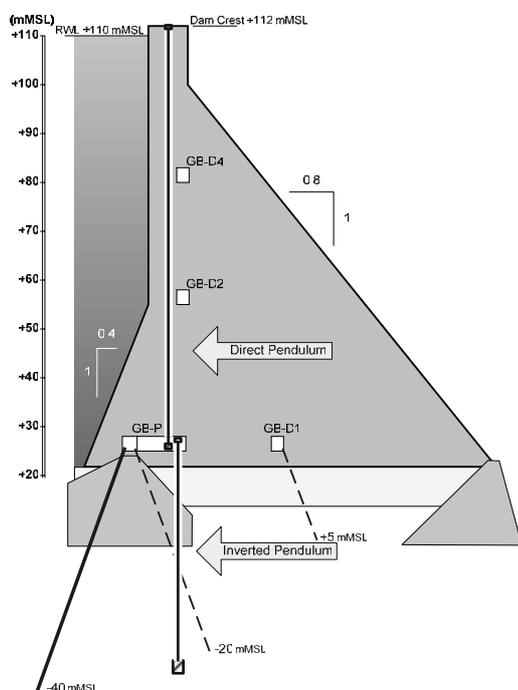
3) กรอกปูนซีเมนต์ที่ไม่หดตัว (Non-Shrink Grout Cement) พร้อมกับสอดแกนเหล็กลงในรูเจาะ โดยยึดแกนเหล็กให้ตั้งตรงและมีระยะแนววัดถึงผิวคอนกรีตประมาณ 14 ซม.

4) อ่านค่าทั้ง 3 ทิศทางโดยใช้ Digital Depth Gauge วัดในช่องเสียบ (Bush) ซึ่งเมื่อนำค่าที่อ่านได้ในปัจจุบันหักลบกับค่าที่อ่านเริ่มต้น ก็จะทำให้ทราบถึงการเคลื่อนตัวระหว่างบล็อคที่เกิดขึ้น

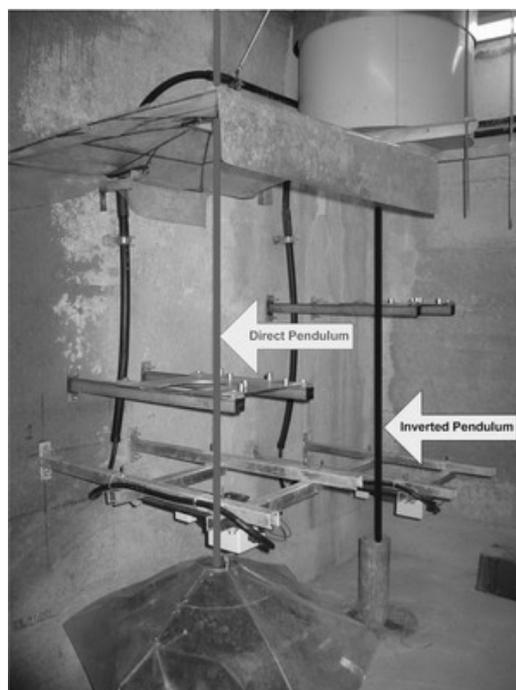
5. ดึงวัดการเคลื่อนตัว (Pendulum)

5.1 รายละเอียดและคุณลักษณะ

ดึงวัดการเคลื่อนตัว (Pendulum) มี 2 ประเภท คือ Direct Pendulum ใช้วัดการเอียงตัวของเขื่อน (Tilting) และ Inverted Pendulum ใช้วัดการเลื่อนไถลของเขื่อน (Sliding) เครื่องมือวัดเหล่านี้ใช้การเปลี่ยนแปลงตำแหน่งของเส้นลวด (Pendulum Wire) เป็นค่าตัวแทนการเอียงตัวหรือการเลื่อนไถลของเขื่อน มีการติดตั้งทั้งหมด 6 ตำแหน่ง คือที่ RCC-B 4 ตำแหน่ง และที่ RCC-S 2 ตำแหน่ง ซึ่งแต่ละตำแหน่งจะมีทั้ง Direct Pendulum และ Inverted Pendulum ดังภาพผนวกที่ ก11



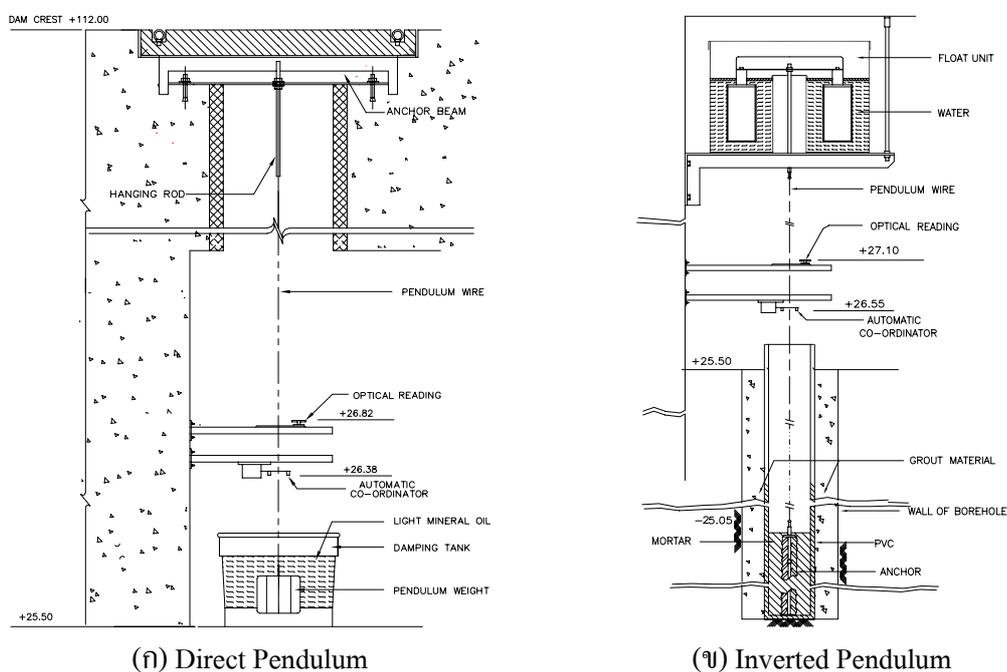
(ก) หน้าตัดการติดตั้ง



(ข) ห้องอ่านค่า

ภาพผนวกที่ ก11 ตำแหน่งติดตั้ง Pendulum

Direct Pendulum ประกอบด้วย ชุดอุปกรณ์จับยึดติดตั้งบริเวณสันเขื่อน พร้อมกับร้อยเส้นลวดซึ่งเป็นลวดเหล็กไร้สนิม (Pendulum Wire) ขนาด \varnothing 1.5 มม. โดยที่ปลายล่างสุดของเส้นลวดจะยึดติดกับตุ้มน้ำหนัก (Pendulum Weight)หนัก 20 กก. ที่ลอยในอ่างน้ำมัน (Damping Tank) ซึ่งอยู่ที่ห้องอ่านค่า ส่วน Inverted Pendulum ประกอบด้วย สมอยึด (Anchor) ขนาด \varnothing 5 ซม. ยาว 150 ซม. ถูกหล่อยึดด้วยซีเมนต์ที่ก้นหลุมเจาะได้ฐานรากซึ่งเป็นจุดที่ไม่มีการเคลื่อนตัวโดยความลึกของหลุมเจาะมีค่าระหว่าง 20 - 60 ม. พร้อมกับร้อยเส้นลวดเพื่อยึดติดระหว่างสมอยึดกับชุดลูกลอยที่อยู่ภายในถังบรรจุรูปทรงกระบอก (Float Unit) ซึ่งอยู่ที่ห้องอ่านค่า ดังภาพผนวกที่ ก12



(ก) Direct Pendulum

(ข) Inverted Pendulum

ภาพผนวกที่ ก12 แบบแสดง Pendulum

5.2 การติดตั้งและการอ่านค่า

ขั้นตอนการติดตั้ง Direct Pendulum แสดงดังภาพผนวกที่ ก13 และมีรายละเอียดดังนี้

- 1) ใช้ท่อคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด \varnothing 0.60 เมตร วางต่อกันระหว่างบดอัดตัวเขื่อนจนกระทั่งถึงสันเขื่อน เพื่อให้เกิดปล่องสำหรับร้อยเส้นลวดจากสันเขื่อนสู่ห้องอ่านค่า
- 2) ฟังสกรูยึด Anchor Beam ที่สันเขื่อนให้แน่น พร้อมกับติดตั้ง Hanging Rod และร้อยเส้นลวดจากสันเขื่อนลงไปในห้องอ่านค่าและยึดตุ้มน้ำหนักกับปลายด้านล่าง

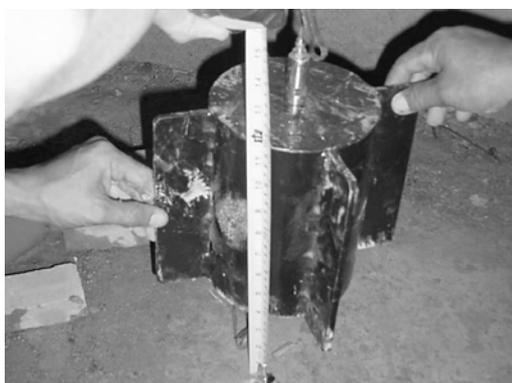
- 3) ติดตั้งตุ้มน้ำหนักเข้ากับเส้นลวดให้แขวนจมอยู่ในถังบรรจุ Mineral Oil โดยให้ตุ้มน้ำหนักแขวนลอยโดยอิสระและอยู่สูงจากพื้นประมาณ 10 ซม.
- 4) ติดตั้งแท่นอ่านค่าและปรับตำแหน่งของแนวเส้นลวด โดยมีระยะอ่านค่าไม่น้อยกว่า 30 มม. ไปทางด้านเหนือน้ำ และ 50 มม. ไปทางด้านท้ายน้ำ
- 5) ยึด Hanging Rod เข้ากับ Anchor Beam ให้แน่น และติดตั้งแผ่นกันน้ำหยด



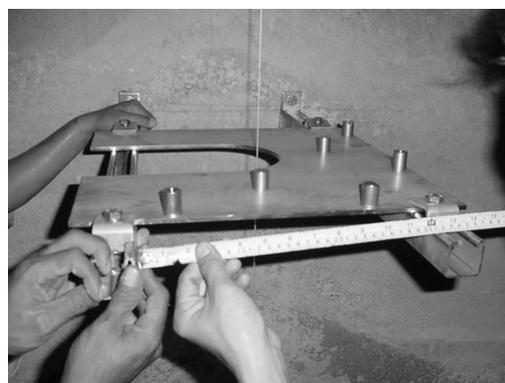
(ก) ติดตั้งท่อคอนกรีต



(ข) ติดตั้ง Anchor Beam



(ค) ติดตั้งตุ้มน้ำหนัก



(ง) ติดตั้งแท่นอ่านค่า

ภาพผนวกที่ ก13 การติดตั้ง Direct Pendulum

ขั้นตอนการติดตั้ง Inverted Pendulum แสดงดังภาพผนวกที่ ก14 และมีรายละเอียดดังนี้

- 1) เจาะหลุมขนาด \varnothing 12 นิ้ว ด้วยเครื่องเจาะ Rotary Percussion
- 2) ใช้ท่อ PVC สีฟ้า Class 13.5 ขนาด \varnothing 6 นิ้ว ที่มี End Cap เป็น Casing

3) นำท่อ Casing ลงสู่ก้นหลุมด้วยก้านเจาะที่มี Spacer เป็นตัวประคองแนวเส้นท่อ และต่อท่อ (ทาน้ำยาเชื่อมประสานทิ้งไว้ไม่น้อยกว่า 15 นาที) จนถึงพื้นห้องอ่านค่า

4) ตรวจสอบความโค้งงอของท่อ Casing เพื่อให้มีระยะอ่านค่าไม่น้อยกว่า 25 มม. ทุกทิศทาง ล็อกเส้นท่อไม่ให้เคลื่อนไหวแล้วกรอกมอร์ต้าผ่าน Tremie Pipe และทิ้งไว้ไม่ต่ำกว่า 24 ชั่วโมง

5) ร้อยเส้นลวดเข้ากับ Anchor Weight แล้วหย่อนลงไปในท่อ และยึด Anchor Weight ด้วยมอร์ต้าที่ลำเลียงผ่าน Tremie Pipe

6) ติดตั้งแท่นอ่านค่าและ Float Tank เข้ากับผนังห้องอ่านค่า แล้วร้อยปลายเส้นลวดอีกด้านเข้ากับลูกกลอยใน Float Unit



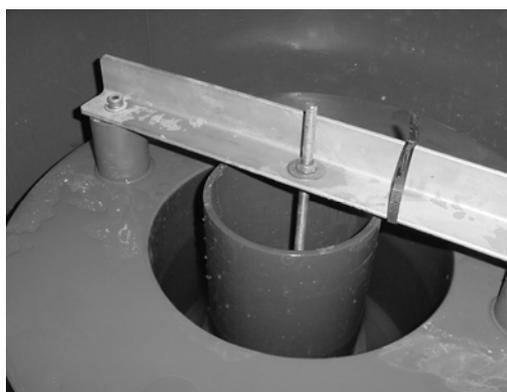
(ก) ติดตั้งท่อ PVC



(ข) ติดตั้ง Anchor Weight



(ค) ปรับระยะการอ่านค่า



(ง) ติดตั้งชุดลูกกลอย

ภาพผนวกที่ ก14 การติดตั้ง Inverted Pendulum

การอ่านค่านั้นสามารถอ่านค่าได้ทั้งแบบที่ใช้กล้องส่องชนิด Optical Microscope และอ่านค่าแบบอัตโนมัติด้วย Automatic Coordinator ซึ่งจะส่งสัญญาณไปยังห้องอ่านค่า (Instrument Chamber) ทุกๆ 1 ชั่วโมงและจะถูกเก็บไว้ใน Data Logger ซึ่งเจ้าหน้าที่สามารถดึงข้อมูลได้โดยใช้คอมพิวเตอร์ต่อเชื่อม ดังภาพผนวกที่ ก15 ซึ่งค่าที่วัดทั้ง 2 แบบนี้ได้มีความละเอียดถึง 0.01 มม.



(ก) Manual Reading



(ข) Automatic Reading

ภาพผนวกที่ ก15 การอ่านค่า Pendulum

6. หมุดสำรวจ (Survey Station)

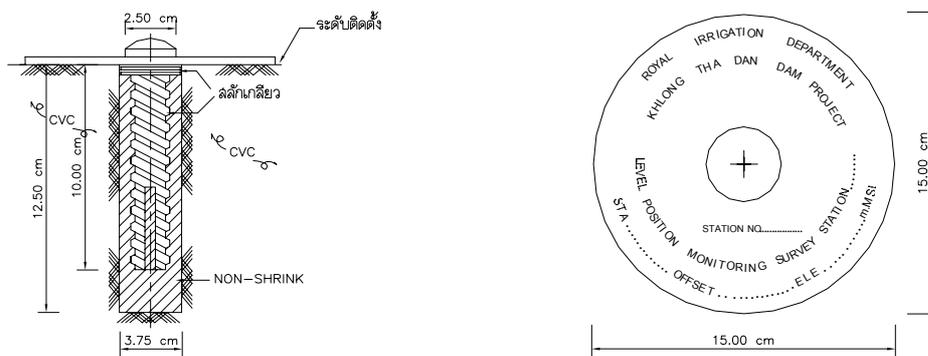
6.1 รายละเอียดและคุณลักษณะ

การตรวจวัดการเคลื่อนตัวของผิวเขื่อนจะใช้หมุดสำรวจ (Survey Station) ซึ่งมี 2 ประเภท คือ หมุดสำรวจแนวตั้ง (Level Survey Station) และหมุดสำรวจแนวราบ (Position Survey Station) ซึ่งได้มีการติดตั้งบนสันเขื่อนและผิวลาดเขื่อนจำนวน 100 ตำแหน่ง โดยมีหมุดหลักฐาน (Permanent Benchmark) 12 ตำแหน่งเพื่อใช้อ้างอิงการสำรวจ ซึ่งได้ทำการติดตั้งด้านท้ายน้ำโดยอยู่บริเวณที่นอกเหนือจากอิทธิพลการเคลื่อนตัวของเขื่อนและยังลงถึงหน้าหิน ดังภาพผนวกที่ ก16 และ ก17

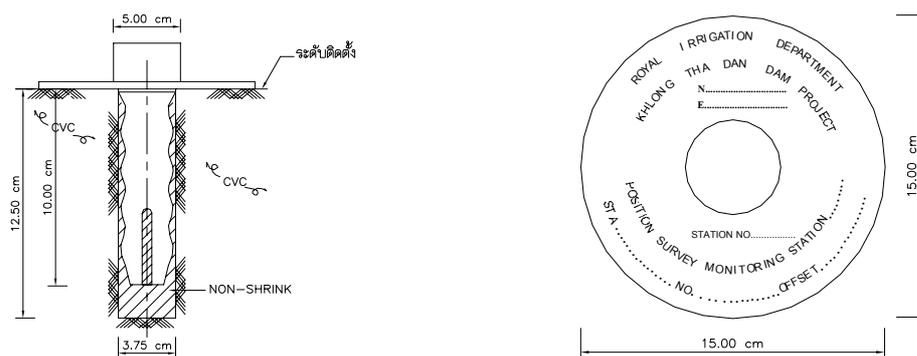
1) หมุดสำรวจแนวตั้งทำจากสแตนเลส มีลักษณะเป็นแผ่นวงกลม \varnothing 15 ซม. ที่บอกค่าระดับอย่างชัดเจน หมุดด้านบนเป็นโค้งรูปโดม ส่วนแกนหมุดที่ฝังอยู่ในคอนกรีตยาว 4 นิ้ว

2) หมุดสำรวจแนวราบทำจากสแตนเลส มีลักษณะเป็นแผ่นวงกลม \varnothing 15 ซม. ที่บอกค่าพิกัดอย่างชัดเจน ด้านบนกลิ้งเพื่อรับเคียวสำหรับใส่เป้า ส่วนแกนหมุดที่ฝังอยู่ในคอนกรีตยาว 4 นิ้ว

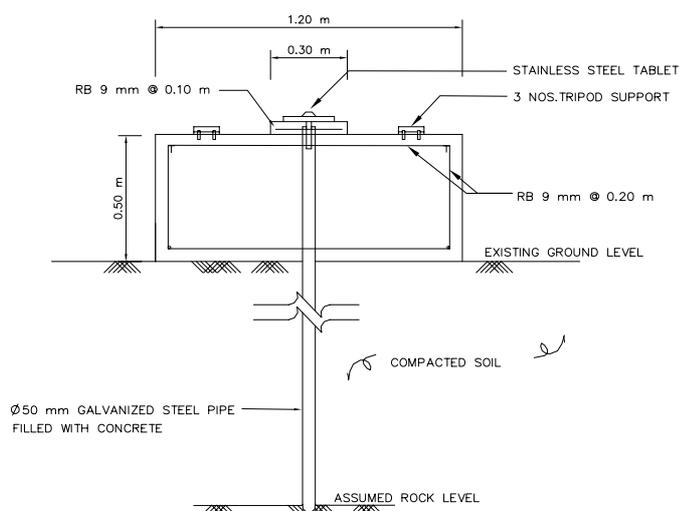
3) หมุดหลักฐานมีลักษณะเหมือนกับหมุดสำรวจในแนวดิ่ง และฝังอยู่บนแท่นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ตั้งอยู่บนท่อเหล็กอบสังกะสี (Galvanized Steel Pipe) Ø 5 ซม. ที่ปลายด้านล่างฝังอยู่ที่ชั้นหินแข็ง โดยมีความยาวอยู่ในช่วง 4 – 14 เมตร



(ก) หมุดสำรวจแนวดิ่ง

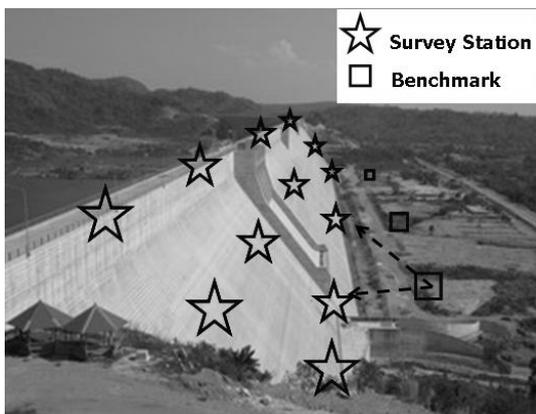


(ข) หมุดสำรวจแนวราบ



(ค) หมุดหลักฐาน

ภาพผนวกที่ ก16 แบบแสดงหมุดสำรวจและหมุดหลักฐาน



(ก) โครงข่ายสำรวจการเคลื่อนตัว



Survey Station



Permanent Benchmark

(ข) หมุดสำรวจและหมุดหลักฐาน

ภาพผนวกที่ ก17 ตำแหน่งการติดตั้งหมุดสำรวจและหมุดหลักฐาน

6.2 การติดตั้งและการอ่านค่า

การติดตั้งและการอ่านค่าหมุดสำรวจมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

- 1) เจาะรูที่ตำแหน่งติดตั้งให้มีขนาดรูเจาะ โตกว่าและลึกกว่าแกนของหมุดสำรวจเล็กน้อย
- 2) เติมนอร์ต้างลงในรูเจาะจนเต็มและนำแกนหมุดสำรวจใส่ในรูเจาะ
- 3) ใช้เกรียงปาดแต่งนอร์ต้างและทำความสะอาดบริเวณรอบรูเจาะ
- 4) ปลอ่ยให้มอร์ต้างแข็งตัว และอ่านค่าเริ่มต้นโดยใช้กล้องสำรวจทำโครงข่ายสามเหลี่ยม

แล้วตอกค่าพิกัดและระดับลงบนแผ่นหมุด

การติดตั้งหมุดหลักฐานมีขั้นตอนดังต่อไปนี้

- 1) ใช้เครื่องเจาะ Rotary Percussion เจาะหลุมขนาด $\varnothing 2$ นิ้ว ลึกลงไปจนถึงชั้นหิน
- 2) ตอกท่อเหล็กอบาสังกะสีขนาด $\varnothing 2$ นิ้วลงไปหลุมเจาะ ให้ปลายล่างตั้งอยู่บนชั้นหิน ส่วนปลายบนอยู่สูงจากระดับผิวดินเดิมประมาณ 50 ซม.
- 3) กรอกคอนกรีตลงไปจนกระทั่งต่ำกว่าปากท่อประมาณ 20 ซม.
- 4) สร้างแท่นคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด $1.2 \times 1.2 \times 0.5$ เมตร ล้อมรอบท่อ
- 5) เทคอนกรีตลงไปในส่วนที่เหลือพร้อมกับติดตั้งแผ่นหมุดหลักฐาน และติดตั้ง

Tripod Support บนแท่นคอนกรีต

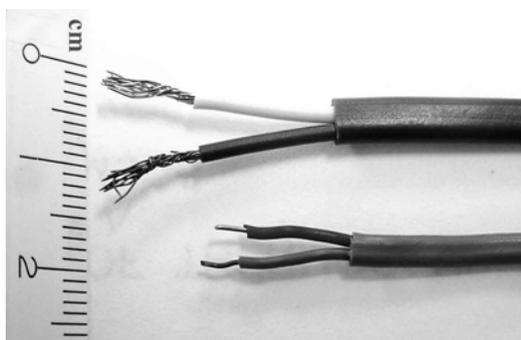
- 6) ตรวจสอบพิกัดและระดับที่หัวหมุด แล้วทำการตอกค่าดังกล่าวลงบนแผ่นหมุด

7. มาตรฐานวัดอุณหภูมิ (Thermocouple)

7.1 รายละเอียดและคุณลักษณะ

การควบคุมการแตกร้าวอันเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิภายในตัวเชื่อมนี้ ได้มีการทำรอยต่อแนวตั้งซึ่งเป็นรอยต่อเพื่อการหดตัว (Contraction Joint) ตลอดความสูงเชื่อมทุกๆ ระยะ 40 เมตร ประกอบกับการควบคุมอุณหภูมิ RCC ขณะเทไม่ให้เป็น 30°C พร้อมกันนี้ได้มีการติดตั้งมาตรฐานวัดอุณหภูมิประเภท Thermocouple Type T จำนวน 139 หัววัด แบ่งเป็น 6 หน้าตัด คือที่ RCC-B 4 หน้าตัด และที่ RCC-S 2 หน้าตัด

หัววัดเป็นสายโลหะ 2 ชนิด ระหว่างทองแดง (Copper) และทองแดง-นิเกิล (Constantan) ที่มีความทนทานสูง ดังภาพผนวกที่ ก18 ช่วงการวัดตั้งแต่ -10 ถึง $+105^{\circ}\text{C}$ ความไวตัว 0.1°C ความแม่นยำ 0.75°C ที่อุณหภูมิ 100°C โดยมี PVC เป็นฉนวนหุ้มสาย



ภาพผนวกที่ ก18 ลักษณะมาตรฐานวัดอุณหภูมิ

7.2 การติดตั้งและการอ่านค่า

ขั้นตอนการติดตั้งมาตรฐานวัดอุณหภูมิแสดงดังภาพผนวกที่ ก19 และมีรายละเอียดดังนี้

- 1) สอบเทียบหัววัดในอ่างควบคุมอุณหภูมิก่อนนำไปติดตั้ง
- 2) สร้างร่องสำหรับเดินสายสัญญาณและช่องสำหรับติดตั้งหัววัดในขณะปรับระดับ RCC โดยใช้รถเกรดเซาะนำร่อง แล้ววางท่อเหล็กและผูกเหล็กในร่องที่เตรียมไว้



(ก) สอบเทียบหัววัด



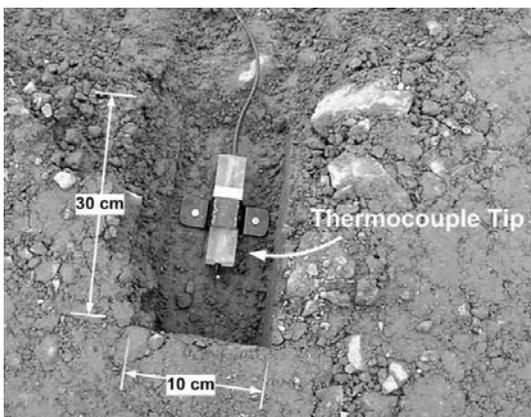
(ข) รถเกรดเซาะร่องให้เป็นแนว



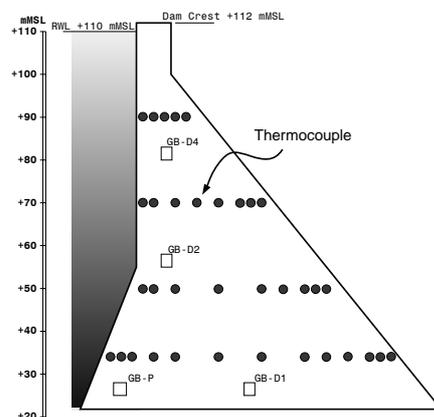
(ค) นำท่อเหล็กออกหลังจากบดอัด



(ง) ติดตั้งสายสัญญาณ



(จ) ติดตั้งหัววัด



(ฉ) รูปแบบการติดตั้ง

ภาพผนวกที่ ก19 การติดตั้งมาตรวัดอุณหภูมิ

- 3) บดอัด RCC ตามปกติ แล้วนำท่อเหล็กและพุกเหล็กออก
- 4) ปรับร่องให้ได้รูปร่างตามต้องการและนำเศษวัสดุที่หลวมในร่องออกให้หมด

5) วางสายสัญญาณและหัววัดพร้อมกับยึดหัววัดด้วย Clamp แล้วหุ้มหัววัดด้วย RCC ที่ตัด หินขนาดใหญ่ออก และหุ้มสายสัญญาณด้วยมอร์ต้า

6) เดินสายสัญญาณผ่านท่อ PVC เข้าสู่กล่องรวมสาย (Junction Box) ที่อยู่ภายในอุโมงค์ แล้วรวบรวมสายสัญญาณทั้งหมดไปยังตู้พักปลายทาง (Terminal Box) ที่อยู่ในห้องอ่านค่า (Instrument Chamber) ซึ่งมีที่เชื่อม RCC-B 2 แห่ง และที่เชื่อม RCC-S 1 แห่ง

ในระหว่างการก่อสร้างจะทำการอ่านค่าโดยใช้ Portable Readout เชื่อมต่อที่ Junction Box ของแต่ละหน้าตัดในอุโมงค์ และเมื่อติดตั้งหัววัดครบทั้งหมดแล้วจะรวบรวมสายสัญญาณของแต่ละ Junction Box เข้าสู่ Terminal Box ในห้องอ่านค่า แล้วทำการอ่านค่าโดยใช้คอมพิวเตอร์ เชื่อมต่อ ดังแสดงในภาพผนวกที่ ก20



(ก) อ่านค่าที่ Junction Box



(ข) อ่านค่าที่ Terminal Box

ภาพผนวกที่ ก20 การอ่านค่ามาตรวัดอุณหภูมิ

ภาคผนวก ข

ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากเครื่องมือวัดพฤติกรรมเขื่อน

ตารางผนวกที่ ข3 ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากมาตรวัดปริมาณน้ำ

<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;">  <div style="text-align: center;"> <p>ROYAL IRRIGATION DEPARTMENT KHLONG THA DAN DAM PROJECT DAM INSTRUMENTATION : RCC DAM [Seepage Flowmeter]</p> </div>  </div>								
Observation Date : <u>24/10/06</u>			Observed by : <u>ณัฐพล, สำรินทร์</u>					
Reservoir Level (mMSL) : <u>+109.8</u>			Embankment Level (mMSL) : <u>+112</u>					
⚙️ CONDITIONS AT THE TIME OF READING ⚙️ <input type="checkbox"/> During Construction <input checked="" type="checkbox"/> During Reservoir Impounding <input type="checkbox"/> After Heavy Rain <input type="checkbox"/> After Rapid Drawdown <input type="checkbox"/> After Earthquake <input type="checkbox"/> Other								
No.	Seepage Flowmeter	Position				Height of Water (cm)	Discharge	
		Gallery	Station (m)	Offset (m)	Ele. (mMSL)		m ³ /s	l/s
1	FM-BD1-01	GB-D1	0+436	23.5	+ 25.00	3.00	0.00022	0.22
2	FM-BD1-02	GB-D1	0+436	23.5	+ 25.00	7.90	0.00248	2.48
3	FM-BD1-03	GB-D1	0+596	23.5	+ 25.00	1.20	0.00002	0.02
4	FM-BD1-04	GB-D1	0+596	23.5	+ 25.00	1.50	0.00004	0.04
5	FM-BD1-05	GB-D1	0+756	23.5	+ 25.00	0.40	0.00000	0.00
6	FM-BD1-06	GB-D1	0+756	23.5	+ 25.00	3.10	0.00024	0.24
7	FM-BD1-07	GB-D1	0+916	23.5	+ 25.00	1.70	0.00005	0.05
8	FM-BD1-08	GB-D1	0+916	23.5	+ 25.00	2.00	0.00008	0.08
9	FM-BD1-09	GB-D1	1+076	23.5	+ 25.00	1.50	0.00004	0.04
10	FM-BD1-10	GB-D1	1+076	23.5	+ 25.00	2.60	0.00016	0.16
11	FM-BD1-11	GB-D1	1+236	23.5	+ 25.00	0.40	0.00000	0.00
12	FM-BD1-12	GB-D1	1+236	23.5	+ 25.00	0.80	0.00001	0.01
13	FM-BD1-13	GB-D1	1+278	23.5	+ 25.00	1.90	0.00007	0.07
14	FM-BD1-14	GB-D1	1+278	23.5	+ 25.00	8.80	0.00324	3.24
15	FM-BD2-01	GB-D2	0+436	1.5	+ 25.00	8.40	0.00288	2.88
16	FM-BD2-02	GB-D2	0+436	1.5	+ 25.00	8.30	0.00280	2.80
17	FM-BD2-03	GB-D2	0+596	1.5	+ 25.00	7.30	0.00204	2.04
.
.
.
73	FM-SP-01	GS-P	1+797	-7.3	+ 30.00	5.00	0.00080	0.80
74	FM-SP-02	GS-P	1+797	-4.3	+ 30.00	4.70	0.00068	0.68
75	FM-SP-03	GS-P	1+797	-7.3	+ 30.00	4.40	0.00058	0.58
76	FM-SP-04	GS-P	1+797	-4.3	+ 30.00	5.70	0.00110	1.10
77	FM-SP-05	GS-P	1+958	-7.3	+ 30.00	7.50	0.00218	2.18
78	FM-SP-06	GS-P	1+958	-4.3	+ 30.00	12.40	0.00758	7.58
79	FM-SP-07	GS-P	1+958	-7.3	+ 30.00	7.30	0.00204	2.04
80	FM-SP-08	GS-P	1+958	-4.3	+ 30.00	12.80	0.00820	8.20

ตารางผนวกที่ ๗4 ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากมาตรวัดการเคลื่อนตัวของตัวทรอยต่อ



ROYAL IRRIGATION DEPARTMENT
KHLONG THA DAN DAM PROJECT
DAM INSTRUMENTATION : RCC DAM
[Jointmeter]

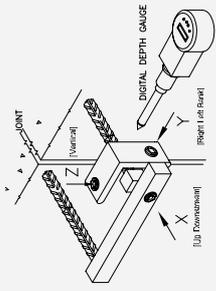


Observation Date : 24/10/06 Observed by : อ.สุพจน์ สวัสดิ์ชูชัย
 Reservoir Level (mMSL) : + 102.8 Embankment Level (mMSL) : + 112

During Construction During Reservoir Impounding After Heavy Rain
 After Rapid Drawdown After Rapid Drawdown Other

⚙️ CONDITIONS AT THE TIME OF READING ⚙️

No	Joint Meter	Station (m)	Ele. (mMSL)	[Up-Downstream], X (mm)			[Right-Left bank], Y (mm)			[Vertical], Z (mm)									
				initial	1	2	Avg.	initial	1	2	Avg.	1	2	Avg.					
1	IB18-D1	0+381	27	-0.09	-0.20	0.57	0.57	0.57	0.57	1.63	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	2.06	-0.11	0.08	0.43
2	IB19-D1	0+416	27	0.93	0.85	2.56	2.56	2.56	2.56	2.54	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	-0.10	-0.02	-0.01
3	IB110-D1	0+456	27	-0.46	-0.47	2.05	2.02	2.00	2.00	2.69	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	-0.02	-0.04	-0.22
4	IB111-D1	0+496	27	1.24	0.96	0.98	0.98	-0.04	-0.02	2.91	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	-0.27	1.11	-0.14
5	IB112-D1	0+536	27	2.57	2.43	2.45	2.48	3.54	3.58	3.50	3.53	3.53	3.53	3.53	3.53	3.53	-0.12	1.08	0.05
6	IB113-D1	0+576	27	1.04	1.00	0.98	0.99	4.65	4.63	4.64	2.52	2.52	2.50	2.50	2.50	2.50	-0.05	0.11	-0.01
7	IB114-D1	0+616	27	1.87	1.87	1.87	1.87	0.80	0.80	0.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	0.00	-0.12	0.09
8	IB115-D1	0+656	27	1.34	1.33	1.31	1.31	2.48	2.44	2.46	2.60	2.53	2.49	2.51	2.51	2.51	-0.03	-0.11	-0.09
.
.
.
97	IS123-DS	2+446	89.5	-0.21	-0.32	4.62	4.62	4.84	4.82	3.69	3.96	3.96	3.94	3.95	3.95	3.95	-0.12	0.21	0.26
98	IS124-DS	2+486	89.5	-0.43	-0.45	1.80	1.80	1.88	1.88	4.09	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17	4.17	-0.02	0.08	0.08
99	IS125-DS	2+526	89.5	-1.20	-0.50	1.43	1.43	1.88	1.84	1.86	-2.47	-5.73	-5.77	-5.75	-5.75	-5.75	0.68	0.43	-3.28
100	IS126-DS	2+566	89.5	0.08	0.10	2.46	2.46	2.22	2.20	1.86	1.94	1.94	1.92	1.93	1.93	1.93	0.01	-0.25	0.07



ตารางผนวกที่ ข6 ตัวอย่างผลการอ่านค่าจากมาตรวัดอุณหภูมิ

<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;">  <div style="text-align: center;"> <p>ROYAL IRRIGATION DEPARTMENT KHLONG THA DAN DAM PROJECT DAM INSTRUMENTATION : RCC DAM [Thermocouple]</p> </div>  </div>										
Observation Date : <u>28/02/07</u>					Observed by : <u>ณัฐพล, สำรินทร์</u>					
Reservoir Level (mMSL) : <u>+83.0</u>					Embankment Level (mMSL) : <u>+112</u>					
⌚ CONDITIONS AT THE TIME OF READING ⌚										
Time of Reading : <u>12:10</u>					Ambient Temperature (°C) : <u>-</u>					
Relative Humidity (%) : <u>-</u>					Temperature in Gallery (°C) : <u>-</u>					
No.	Tip No.	Position			Initial Temp. (°C)	Reading Value (°C)			Adjusted Temp. (°C)	Δ Temp. (°C)
		Station (m)	Offset (m)	Ele. (mMSL)		1	2	Avg.		
1	MBR2-T1	0+241	-2.5	+ 89.80	37.7	<i>28.4</i>	<i>28.4</i>	28.4	30.0	-7.7
2	MBR2-T2	0+241	0.0	+ 89.80	37.8	<i>29.3</i>	<i>29.3</i>	29.3	31.6	-6.2
3	MBR2-T3	0+241	2.5	+ 89.80	37.5	<i>29.3</i>	<i>29.3</i>	29.3	30.0	-7.4
4	MBR2-T4	0+241	5.0	+ 89.80	32.6	<i>33.2</i>	<i>33.2</i>	33.2	35.2	2.6
5	MBR2-T5	0+241	7.5	+ 89.80	33.0	<i>34.0</i>	<i>34.0</i>	34.0	36.5	3.5
6	MBR2-T6	0+241	-2.5	+ 70.30	29.7	<i>28.1</i>	<i>28.1</i>	28.1	28.5	-1.3
7	MBR2-T7	0+241	0.0	+ 70.30	29.7	<i>28.6</i>	<i>28.6</i>	28.6	28.8	-0.9
8	MBR2-T8	0+241	5.0	+ 70.30	29.4	<i>30.6</i>	<i>30.6</i>	30.6	30.7	1.3
9	MBR2-T9	0+241	10.0	+ 70.30	29.1	<i>32.5</i>	<i>32.5</i>	32.5	32.7	3.6
10	MBR2-T10	0+241	15.0	+ 70.30	28.8	<i>34.4</i>	<i>34.4</i>	34.4	34.2	5.4
11	MBR2-T11	0+241	20.0	+ 70.30	29.2	<i>34.8</i>	<i>34.8</i>	34.8	34.6	5.4
12	MBR2-T12	0+241	22.5	+ 70.30	29.0	<i>35.4</i>	<i>35.4</i>	35.4	35.2	6.2
13	MBR2-T13	0+241	25.0	+ 70.30	29.6	<i>35.2</i>	<i>35.2</i>	35.2	35.2	5.6
14	MBR2-T14	0+241	-2.5	+ 49.90	35.8	<i>25.3</i>	<i>25.3</i>	25.3	25.0	-10.8
15	MBR2-T15	0+241	0.0	+ 49.90	36.2	<i>25.7</i>	<i>25.7</i>	25.7	25.9	-10.3
16	MBR2-T16	0+241	2.5	+ 49.90	35.0	<i>26.3</i>	<i>26.3</i>	26.3	26.1	-8.9
17	MBR2-T17	0+241	12.5	+ 49.90	36.6	<i>30.4</i>	<i>30.4</i>	30.4	29.9	-6.7
.
.
.
132	MS6-T6	2+105	-2.5	+ 70.30	30.2	<i>26.3</i>	<i>26.3</i>	26.3	25.8	-4.3
133	MS6-T7	2+105	0.0	+ 70.30	30.3	<i>28.7</i>	<i>28.7</i>	28.7	28.2	-2.0
134	MS6-T8	2+105	5.0	+ 70.30	30.1	<i>31.6</i>	<i>31.6</i>	31.6	31.2	1.1
135	MS6-T9	2+105	10.0	+ 70.30	30.5	<i>30.4</i>	<i>30.4</i>	30.4	30.0	-0.5
136	MS6-T10	2+105	15.0	+ 70.30	31.6	<i>32.1</i>	<i>32.1</i>	32.1	31.3	-0.3
137	MS6-T11	2+105	20.0	+ 70.30	32.6	<i>32.5</i>	<i>32.5</i>	32.5	31.5	-1.1
138	MS6-T12	2+105	22.5	+ 70.30	32.9	<i>32.9</i>	<i>32.9</i>	32.9	31.0	-1.9
139	MS6-T13	2+105	25.0	+ 70.30	33.7	<i>33.1</i>	<i>33.1</i>	33.1	32.0	-1.8

ภาคผนวก ค

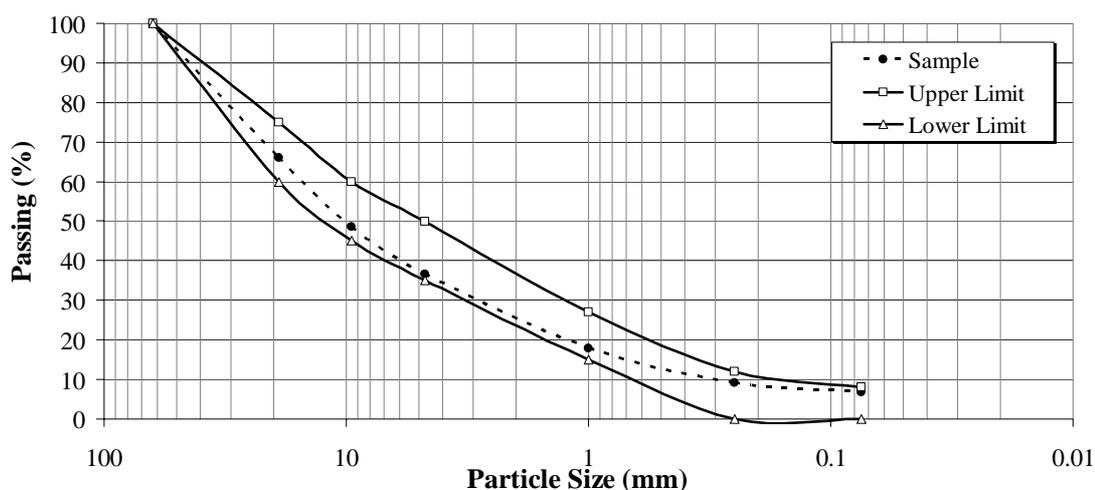
ผลการทดสอบวัสดุของเขื่อนขุนด่านปราการชล

ผลการทดสอบวัสดุของเขื่อนขุนด่านปราการชล

ตารางผนวกที่ ค1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตบดอัด

พารามิเตอร์	อายุตัวอย่างที่ทดสอบ (วัน)					
	7	14	28	91	180	365
จำนวนตัวอย่าง	4,373	4,373	4,376	4,381	4,235	3,688
กำลังอัดเฉลี่ย (ksc)	76	97	119	189	215	240
กำลังอัดต่ำสุด (ksc)	20	29	41	66	82	92
กำลังอัดสูงสุด (ksc)	166	194	280	322	396	1856
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน (ksc)	18	23	29	43	49	59
สปส.ความผันแปร (%)	23	23	24	23	23	24
ความหนาแน่นเฉลี่ย (t/m^3)	2.38	2.37	2.37	2.38	2.38	2.38

- หมายเหตุ 1) ข้อมูลในตารางได้จากการเก็บตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการ
 2) จากการเจาะเก็บตัวอย่าง \varnothing 10 มม. จำนวน 118 ตัวอย่างในสนาม ที่อายุ 91 วัน ได้กำลังอัดเฉลี่ย 162 ksc ความหนาแน่นเฉลี่ย $2.34 t/m^3$ (กรมชลประทาน, 2547ข)
 3) จากการทดสอบในสนามกว่า 80,000 ตำแหน่ง ได้ความหนาแน่นเฉลี่ย $2.39 t/m^3$



ภาพผนวกที่ ค1 ขนาดคละของส่วนผสมคอนกรีตบดอัด

ที่มา: กรมชลประทาน (2547ข)

ตารางผนวกที่ ค2 คุณสมบัติพื้นฐานด้านความร้อนของคอนกรีตบดอัด

พารามิเตอร์	Coe. of Thermal Expansion ($\mu/^{\circ}\text{C}$)	Thermal Diffusivity (m^2/s)	Specific Heat ($\text{kJ}/\text{kg}\text{-}^{\circ}\text{C}$)
จำนวนตัวอย่าง	12	12	9
ค่าเฉลี่ย	10.6	7.9	1.3
ค่าต่ำสุด	8.6	7.5	1.1
ค่าสูงสุด	14.2	8.5	1.4
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	1.84	3.4	0.1
สปส.ความผันแปร (%)	17.3	4.3	8.0

หมายเหตุ ได้จากการเก็บตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ที่มา: ศุภชัย (2546)

ตารางผนวกที่ ค3 ปริมาณน้ำท่าเฉลี่ยรายเดือน ณ คลองท่าด่านระหว่างปี พ.ศ.2498 – 2523

เดือน	ปริมาณน้ำท่าเฉลี่ย (ล้าน ลบ.ม.)
มกราคม	2.74
กุมภาพันธ์	0.69
มีนาคม	0.53
เมษายน	0.90
พฤษภาคม	7.03
มิถุนายน	42.69
กรกฎาคม	79.98
สิงหาคม	90.14
กันยายน	68.91
ตุลาคม	38.03
พฤศจิกายน	11.07
ธันวาคม	6.37
รวม	349.08

ที่มา: กรมชลประทาน (2541ข)

ตารางผนวกที่ ค4 ความซึมน้ำของหินฐานรากเขื่อน RCC-B ก่อนการอัดฉีดน้ำปูน

Rock Zone		No. of Test*	Permeability (Lugeon)	
			Mean	Upper Bound**
Tuff altered with Andesite (Sta. 0+350 - 0+400)	Shallow	31(1)	2.7	4.3
	Deep	21(0)	0.9	1.2
Tuff and Agglomerate (Sta. 0+400 - 0+570)	Shallow	54(4)	5.7	7.7
	Deep	43(0)	4.2	5.7
Transition (Sta. 0+570 - 0+800)	Shallow	59(2)	11.2	15.6
	Deep	39(3)	1.2	1.6
Rhyolite (Sta. 0+800 - 1+300)	Shallow	82(4)	2.8	3.8
	Deep	66(4)	1.2	1.5

หมายเหตุ * In parentheses are Number of Test which Lugeon = 0

** Upper Bound with 90% Confidential

ที่มา: ชีโนรส (2546)

ตารางผนวกที่ ค5 ผลการประเมิน Modulus of Deformation โดยวิธี Rock Test Hammer ก่อนการอัดฉีดน้ำปูน

Rock Type	Rebound Number (N)	Modulus of Deformation		Modulus of Elasticity	
		ksc × 10 ⁴	GPa	ksc × 10 ⁴	GPa
Agglomerate	39	6.12	6.00	9.78	9.59
Tuff	44	10.91	10.70	15.36	15.07
Andesite	49	17.36	17.03	22.07	21.65
Rhyolite	43	9.37	9.19	13.64	13.38
Basalt	47	13.57	13.31	18.21	17.86

ที่มา: ลูติพร (2548)

ตารางผนวกที่ ๑๖ ผลการทดสอบคุณสมบัติหินฐานราก

Properties	Agglomerate	Tuff	Andesite	Rhyolite
Composition	plagioclase and hornblende	plagioclase and hornblende	plagioclase and hornblende	Quartz and feldspar
Porosity, %	0.01	0.01	0.01	0.01
Water Content, %	0.25	0.30	0.24	0.26
Absorption, %	0.33 (0.32-0.34)	0.30 (0.26-0.33)	0.24 (0.20-0.28)	0.26 (0.21-0.30)
Density, t/m ³	2.62 (2.49-2.68)	2.68 (2.66-2.69)	2.69 (2.68-2.69)	2.58 (2.57-2.58)
Specific Gravity	2.63 (2.50-2.69)	2.69 (2.67-2.71)	2.70 (2.69-2.71)	2.59 (2.58-2.59)
Is ₅₀ , MPa	9.3 (6.9-12.6)	10.5 (8.1-13.0)	11.4 (8.8-15.4)	9.4 (5.0-15.4)
σ _t , MPa	12.9 (9.4-15.1)	14.8 (11.4-19.0)	15.2 (10.0-20.6)	12.2 (9.9-14.8)
σ _c , MPa	101.7 (94.0-130.5)	109.8 (73.7-152.0)	134.0 (102.9-176.0)	76.3 (55.1-103.4)
E-static, GPa	58.6 (44.4-71.6)	61.1 (58.1-65.0)	44.3 (33.2-64.3)	50.2 (29.2-75.7)
Poisson's Ratio	0.21 (0.14-0.25)	0.26 (0.25-0.28)	0.28 (0.22-0.30)	0.18 (0.10-0.23)
E-dynamic, GPa	23.0 (20.7-27.9)	23.6 (21.8-26.9)	24.8 (23.4-26.9)	20.2 (17.0-24.0)
V _p , km/s	3.1	3.1	3.3	3.0
V _s , km/s	1.9	2.0	1.9	1.8
c-direct shear, MPa	16.5	16.2	21.9	17.7
φ-direct shear, deg	74.2	73.7	74.1	70.3
c-triaxial comp., MPa	10.4	6.5	13.4	11.1
φ-triaxial comp., deg	65.4	70.2	65.7	65.3
LA Abrasion, %	22.6 (19.0-32.7)	19.6 (19.6-19.7)	19.3 (19.1-19.5)	32.5 (32.1-33.0)
Sulfate Soundness, %	7.1 (6.1-8.2)	5.6 (4.1-7.8)	4.7 (4.2-5.4)	5.4 (4.2-6.1)
Mortar Expansion, %	0.28	0.18	0.13	0.23
Is ₅₀	= Point Load Index	static	= From Uniaxial Compression Test	
σ _t	= Brazilian Tensile Strength	dynamic	= From Sonic Velocity Test	
σ _c	= Uniaxial Compressive Strength	V _p	= Compression Wave Velocity	
E	= Modulus of Elasticity	V _s	= Shear Wave Velocity	

ที่มา: Phuntumat (1997)

ตารางผนวกที่ ๗ ปริมาณงานคอนกรีตบดอัดในแต่ละเดือน

Month		Working Days	RCC Production (m ³)			Daily Production (m ³)		
			Dam B	Dam S+VS	Total	Max	Min	Average
Dry	Mar-01	24	98,499	-	98,499	7,761	1,854	4,104
	Apr-01	19	84,350	-	84,350	9,001	105	4,440
Rainy Season	May-01	28	89,979	-	89,979	6,900	1,169	3,027
	Jun-01	29	79,008	-	79,008	5,734	71	2,724
	Jul-01	30	103,626	-	103,626	6,331	359	3,454
	Aug-01	31	96,398	-	96,398	5,492	325	3,110
	Sep-01	29	130,974	-	130,974	7,907	240	4,516
	Oct-01	28	100,307	-	100,307	7,922	730	3,589
Dry Season	Nov-01	29	157,676	-	157,676	10,413	2,595	5,437
	Dec-01	26	174,824	-	174,824	12,196	3,432	6,724
	Jan-02	28	161,637	-	161,637	10,320	2,790	5,773
	Feb-02	26	95,636	49,713	145,349	8,951	2,446	5,590
	Mar-02	27	81,168	26,211	107,379	10,375	210	3,975
	Apr-02	24	193,666	-	193,666	13,280	386	8,069
Rainy Season	May-02	27	93,819	42,154	135,973	11,216	1,934	5,036
	Jun-02	26	130,675	-	130,675	8,306	1,348	5,026
	Jul-02	30	168,719	-	168,719	12,117	1,812	5,624
	Aug-02	30	158,582	248	158,830	8,989	2,027	5,294
	Sep-02	24	110,246	-	110,246	11,436	1,736	4,594
	Oct-02	30	173,767	-	173,767	13,150	2,836	5,792
Dry Season	Nov-02	28	186,781	14,706	201,487	13,064	3,026	7,196
	Dec-02	27	198,786	-	198,786	11,051	2,232	7,362
	Jan-03	27	34,899	81,830	116,729	8,704	1,221	4,323
	Feb-03	28	18,062	123,023	141,085	11,883	942	5,036
	Mar-03	27	61,047	56,288	117,335	7,601	415	4,346
	Apr-03	25	93,423	33,054	126,477	8,417	2,140	5,059
Rainy Season	May-03	27	62,631	48,434	111,065	6,445	1,536	4,114
	Jun-03	27	32,079	69,912	101,991	7,521	1,281	3,923
	Jul-03	31	45,118	88,951	134,069	7,436	280	4,325
	Aug-03	31	29,192	104,448	133,640	8,816	993	4,311
	Sep-03	30	26,826	84,361	111,187	5,757	948	3,706
	Oct-03	30	34,070	72,307	106,377	5,274	878	3,546
Dry Season	Nov-03	28	72,812	33,262	106,074	6,023	1,252	3,788
	Dec-03	30	41,172	63,242	104,414	5,457	1,407	3,480
	Jan-04	27	28,234	58,824	87,058	4,913	1,218	3,224
	Feb-04	29	25,554	73,015	98,569	5,810	1,021	3,399
	Mar-04	30	7,882	53,902	61,784	3,610	1,252	2,059
	Apr-04	24	3,624	22,976	26,600	2,054	305	1,108
Rainy	May-04	30	14,598	18,068	32,666	1,681	290	1,089
	Jun-04	30	24,408	4,934	29,342	3,122	245	978
	Jul-04	2	1,875	-	1,875	1,270	605	938

ที่มา: กรมชลประทาน (2547ข)

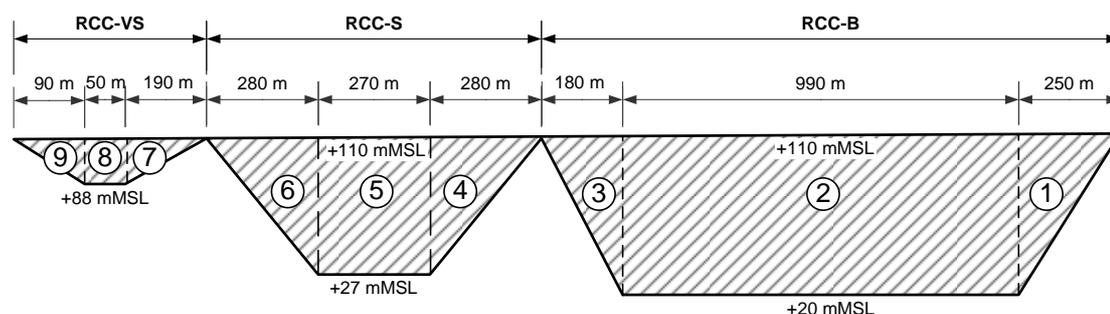
ภาคผนวก ง
การคำนวณหาค่า Unit Seepage

การคำนวณหาค่า Unit Seepage

เนื่องด้วย เขื่อนแต่ละแห่งมีความยาวเขื่อนและความสูงน้ำที่เก็บกักแตกต่างกัน ดังนั้น การกล่าวถึงปริมาณการไหลซึมทั้งหมดที่เกิดขึ้นจึงไม่อาจทราบหรือเปรียบเทียบได้ว่าเขื่อนแต่ละแห่งมีความที่บ้น้ำมากน้อยหรือแตกต่างกันเพียงใด Hansen and Reinhardt (1991) จึงเสนอการปรับเทียบให้เป็นมาตรฐานเดียวกันโดยพิจารณาถึงความสูงน้ำที่เก็บกักและพื้นที่ผิวหน้าเขื่อนที่สัมผัสกับน้ำในอ่างรวมด้วย และเรียกการไหลซึมดังกล่าวว่า “Unit Seepage”

Unit Seepage มีหน่วยเป็น Liters per Second per 10,000 m² of Wetted area per meter of Average head โดย Wetted Area (WA) คือ พื้นที่ผิวหน้าเขื่อนที่สัมผัสกับน้ำ ส่วน Average Head (H_{avg}) คือ ศักย์น้ำเฉลี่ย เป็นระยะจากผิวน้ำถึงจุดศูนย์กลาง (Centroid) ของ WA ซึ่งหาก WA เป็นรูปสามเหลี่ยม H_{avg} คือ 1/3 ของความสูงน้ำ และหากเป็นรูปสี่เหลี่ยม H_{avg} คือ 1/2 ของความสูงน้ำ

ในการคำนวณหาค่า Unit Seepage นั้น สิ่งแรกที่ต้องพิจารณาคือ Wetted Area ซึ่งกรณีของเขื่อนขุนด่านฯ มีลักษณะของ Wetted Area เมื่อเก็บกักน้ำที่ระดับเก็บกักปกติ (+110 ม.รทก.) ดังแสดงในภาพผนวกที่ ๑1 โดยแบ่งพื้นที่ที่เป็น 9 รูป และคำนวณได้ดังตารางผนวกที่ ๑1



ภาพผนวกที่ ๑1 รูปตัดตามยาวเขื่อนที่ใช้ในการคำนวณหา Wetted Area และ Average Head

ตัวอย่างการคำนวณ Wetted Area (WA) และ Average Head (H_{avg}) พื้นที่ ① คือ

$$- WA_{①} = \frac{1}{2} \times 250 \times (110 - 20) = 11,250 \text{ m}^2$$

$$- H_{avg①} = \frac{1}{3} \times (110 - 20) = 30 \text{ m}$$

ตัวอย่างการคำนวณ Wetted Area (WA) และ Average Head (H_{avg}) พื้นที่ ② คือ

$$- WA_{\text{②}} = 990 \times (110 - 20) = 89,100 \text{ m}^2$$

$$- H_{avg\text{②}} = \frac{1}{2} \times (110 - 20) = 45 \text{ m}$$

ตารางผนวกที่ ๑๑ การคำนวณหาค่า Wetted Area และ Average Head

Area	Station		Length (m)	Ele. Foundation (mMSL)	H_{avg} (m)	WA (m^2)	$WA \times H_{avg}$ (m^3)
	From	To					
①	0+080	0+330	250	+ 20	30	11,250	337,500
②	0+330	1+320	990	+ 20	45	89,100	4,009,500
③	1+320	1+500	180	+ 20	30	8,100	243,000
④	1+500	1+780	280	+ 27	28	11,620	321,487
⑤	1+780	2+050	270	+ 27	42	22,410	930,015
⑥	2+050	2+330	280	+ 27	28	11,620	321,487
⑦	2+330	2+520	190	+ 88	7	2,090	15,327
⑧	2+520	2+570	50	+ 88	11	1,100	12,100
⑨	2+570	2+660	90	+ 88	7	990	7,260
รวม						158,280	6,197,675

คำนวณหาค่า H_{avg} เฉลี่ยจากพื้นที่ Wetted Area ทั้งหมดได้ดังสมการที่ (๑๑)

$$WA \times H_{avg} = \sum_{i=1}^9 (WA_i \times H_{avg_i}) \quad (๑๑)$$

$$\text{เมื่อ } WA = \sum_{i=1}^9 (WA_i) = 11,250 + 89,100 + \dots + 990 = 158,280 \text{ m}^2$$

$$\text{และ } \sum_{i=1}^9 (WA_i \times H_{avg_i}) = 337,500 + 4,009,500 + \dots + 7,260 = 6,197,675 \text{ m}^3$$

$$\text{แทนค่าในสมการที่ (๑๑) ได้ } H_{avg} = 6,197,675 / 158,280 = 39.2 \text{ m}$$

ผลการตรวจวัดปริมาณการไหลซึมสูงสุดในปีที่ 1 และ 2 ของการเก็บน้ำ คือ 291 และ 155 ลิตร/วินาที ตามลำดับ แต่เนื่องจากค่าดังกล่าวไม่ได้เกิดขึ้นที่ระดับเก็บกักปกติ (+110 ม.รทก.) ดังนั้น จึงต้องคำนวณหาค่า Wetted Area และ Average Head ของแต่ละระดับอีกครั้ง ดังนี้

ปีที่ 1 และ 2 เกิดการไหลซึมสูงสุดที่ระดับเก็บกัก +104.1 ม.รทก. และ +108.5 ม.รทก. ตามลำดับ ดังนั้น ปีที่ 1 จึงมีค่า $WA = 143,480 \text{ m}^2$ และ $H_{\text{avg}} = 37.0 \text{ m}$ ส่วนปีที่ 2 มีค่า $WA = 154,437 \text{ m}^2$ และ $H_{\text{avg}} = 38.6 \text{ m}$ ดังนั้นจึงสามารถคำนวณหาค่า Unit Seepage ของแต่ละปีได้ดังนี้

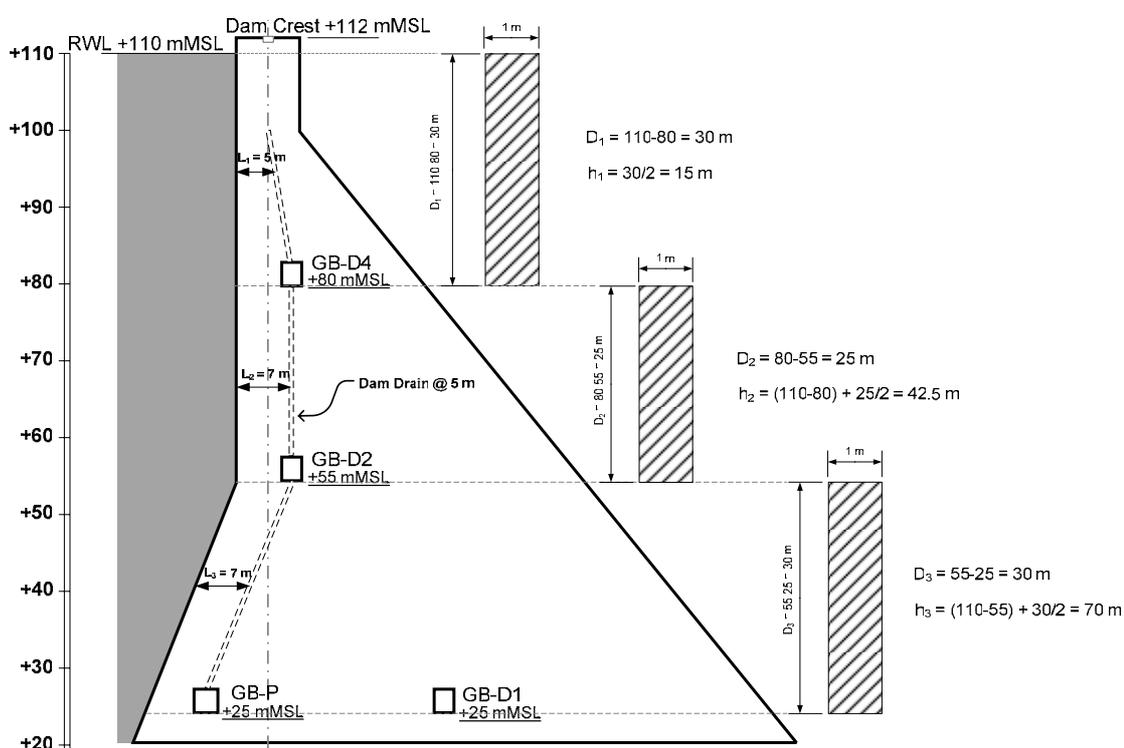
$$\begin{aligned} \text{Unit Seepage ในปีที่ 1 เท่ากับ } & \frac{291}{(143,480/10,000) \times (37.0)} = 0.55 \text{ ลิตร/วินาที} \\ \text{Unit Seepage ในปีที่ 2 เท่ากับ } & \frac{155}{(154,437/10,000) \times (38.6)} = 0.26 \text{ ลิตร/วินาที} \end{aligned}$$

ภาคผนวก จ

การคำนวณหาค่าความชื้นน้ำผ่านตัวเชื่อม RCC

การคำนวณหาค่าความซึมผ่านตัวเขื่อน RCC

ปริมาณการไหลซึมของน้ำที่ผ่านตัวเขื่อนสามารถนำไปประเมินหาค่าความซึมผ่านของเขื่อน โดยประมาณซึ่งอาศัยกฎของดาร์ซี (Darcy's Law) ดังสมการคำนวณที่ (จ1) ในที่นี้เรียกค่าความซึม น้ำดังกล่าวว่า ความซึมน้ำเทียบเท่า (Equivalent Permeability, k_e) โดยมีสมมติฐานให้การไหลซึม เป็นแบบ 1 มิติในแนวราบ ดังภาพผนวกที่ จ1 แสดงหน้าตัดเขื่อน RCC-B ที่ใช้ในการคำนวณ



ภาพผนวกที่ จ1 หน้าตัดเขื่อน RCC-B ที่ใช้ในการคำนวณหาค่า k_e

$$Q = k_e \times i \times A \tag{จ1}$$

$$k_e = \frac{Q}{i \times A} \tag{จ2}$$

เมื่อพิจารณาเฉพาะช่วงความยาวเขื่อน 1 เมตร จะได้

$$k_e = \frac{q}{i \times D} \tag{จ3}$$

เมื่อ	Q	=	ปริมาณการไหลซึม (ลบ.ม./วินาที)
	q	=	ปริมาณการไหลซึมต่อความยาวเขื่อน 1 เมตร (ลบ.ม./วินาที/ม.)
	k_c	=	ความซึมน้ำเทียบเท่า (ม./วินาที)
	i	=	ความลาดของเส้นระดับน้ำ (h/L)
	h	=	ระยะจากผิวน้ำถึงกึ่งกลางของพื้นที่ที่พิจารณา (ม.)
	L	=	ระยะจากผิวน้ำเขื่อนถึงแนวระบายน้ำในตัวเขื่อน (ม.)
	A	=	พื้นที่ที่น้ำไหลผ่าน (ตร.ม.)
	D	=	ความสูงของพื้นที่ที่น้ำไหลผ่าน (ม.)

ในที่นี้ยกตัวอย่างการคำนวณบริเวณพื้นที่ กม. 0+756 ถึง 0+916 ซึ่งมีช่วงความยาวที่รับน้ำ 160 เมตร โดยอุโมงค์ระดับบน (GB-D4) มีปริมาณการไหลซึม 0.64 ลิตร/วินาที ส่วนอุโมงค์ระดับกลาง (GB-D2) และระดับล่าง (GB-P) มีปริมาณการไหลซึม 1.18 และ 7.89 ลิตร/วินาที ตามลำดับ ดังตารางผนวกที่ จ1 และรายละเอียดดังต่อไปนี้

ตารางผนวกที่ จ1 การคำนวณหาค่า k_c ของบริเวณ กม.0+756 ถึง 0+916

Gallery	Ele. (mMSL)	L (m)	D (m)	h (m)	Q (l/s)	Seepage Length (m)	q (l/s/m)	k_c (cm/s)
GB-D4	+80	5	30	15	0.64	160	0.004	4.5×10^{-6}
GB-D2	+55	7	25	42.5	1.18	160	0.007	4.9×10^{-6}
GB-P	+25	7	30	70	7.89	160	0.049	1.6×10^{-5}

ตัวอย่างการคำนวณหาค่า k_c ของอุโมงค์ GB-D4 คือ

- ปริมาณการไหลซึมต่อเมตร (q) = $\frac{Q}{\text{Seepage Length}} = \frac{0.64}{160} = 0.004 \text{ l/s/m}$
- ความสูงของพื้นที่ที่น้ำไหลผ่าน (D) = $110 - 80 = 30 \text{ m}$
- ความลาดของเส้นระดับน้ำ (i) = $\frac{h}{L} = \frac{30/2}{5} = 3$

แทนค่าที่ได้ในสมการที่ (จ3) จะได้

$$k_c = \left(\frac{0.004}{3 \times 30} \right) \times \left(\frac{1}{1,000} \right)$$

$$k_c = 4.5 \times 10^{-8} \text{ m/s หรือ } 4.5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

ตัวอย่างการคำนวณหาค่า k_c ของอุโมงค์ GB-D2 คือ

$$\text{- ปริมาณการไหลซึมต่อเมตร (q)} = \frac{Q}{\text{Seepage Length}} = \frac{1.18}{160} = 0.007 \text{ l/s/m}$$

$$\text{- ความสูงของพื้นที่ที่น้ำไหลผ่าน (D)} = 80 - 55 = 25 \text{ m}$$

$$\text{- ความลาดของเส้นระดับน้ำ (i)} = \frac{h}{L} = \frac{(110 - 80) + (25/2)}{7} = 6.07$$

แทนค่าที่ได้ในสมการที่ (จ3) จะได้

$$k_c = \left(\frac{0.007}{6.07 \times 25} \right) \times \left(\frac{1}{1,000} \right)$$

$$k_c = 4.9 \times 10^{-8} \text{ m/s หรือ } 4.9 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

ตัวอย่างการคำนวณหาค่า k_c ของอุโมงค์ GB-P คือ

$$\text{- ปริมาณการไหลซึมต่อเมตร (q)} = \frac{Q}{\text{Seepage Length}} = \frac{7.89}{160} = 0.049 \text{ l/s/m}$$

$$\text{- ความสูงของพื้นที่ที่น้ำไหลผ่าน (D)} = 55 - 25 = 30 \text{ m}$$

$$\text{- ความลาดของเส้นระดับน้ำ (i)} = \frac{h}{L} = \frac{(110 - 55) + (30/2)}{7} = 10$$

แทนค่าที่ได้ในสมการที่ (จ3) จะได้

$$k_c = \left(\frac{0.049}{10 \times 30} \right) \times \left(\frac{1}{1,000} \right)$$

$$k_c = 1.6 \times 10^{-7} \text{ m/s หรือ } 1.6 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

ภาคผนวก จ

การคำนวณแรงดันลอยตัวและความมั่นคงของเขื่อน

การคำนวณแรงดันลอยตัวและความมั่นคงของเขื่อน

หลักการวิเคราะห์ความมั่นคงของเขื่อนชนิดต่างๆ ซึ่งเป็นเขื่อนคอนกรีตบดอัดน้ำหนักถ่วง (RCC Gravity Dam) จะเหมือนกับเขื่อนคอนกรีตปกติน้ำหนักถ่วง (CVC Gravity Dam) คือ ตัวเขื่อนต้องปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำ ไม่เกิดหน่วยแรงในตัวเขื่อนและในฐานรากมากเกินไปกว่ากำลังที่ยอมให้ ดังเกณฑ์กำหนดดังต่อไปนี้

ตารางผนวกที่ ๑1 เกณฑ์กำหนดความปลอดภัยของเขื่อนชนิดานปรการชล

Load Condition	Resultant Location	Sliding FSS	*Bearing Capacity	RCC Compressive Stress
Usual Loading (Case 1)	Middle 1/3	≥ 3.0	\leq allowable	$\leq \frac{1}{3} f'_c$
Unusual Loading (Case 2 and 3)	Within base	≥ 2.0	\leq allowable	$\leq \frac{1}{2} f'_c$
Unusual Loading (Case 4)	Within base	≥ 1.5	\leq allowable	$\leq \frac{1}{2} f'_c$
Extreme Loading (Case 5, 6 and 7)	Within base	≥ 1.0	≤ 1.33 allowable	$\leq f'_c$

หมายเหตุ * USACE (1995)

ที่มา: RID (1997)

ความปลอดภัยเขื่อนต่อการเลื่อนไถลคำนวณได้ดังสมการที่ (๑1) ส่วนความปลอดภัยเขื่อนต่อการพลิกคว่ำจะใช้ตำแหน่งแรงลัพธ์ (Resultant Location, e) เป็นตัวกำหนดซึ่งคำนวณได้ดังสมการที่ (๑2) และความปลอดภัยด้านหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นในตัวเขื่อนจะใช้สมการที่ (๑3) ซึ่งมีรายละเอียดดังต่อไปนี้

$$FSS = \frac{A \times c + \sum V(\tan\phi)}{\sum H} \quad (๑1)$$

เมื่อ	FSS	=	อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล
	A	=	พื้นที่ผิวที่พิจารณา (ตร.ม.)
	c	=	แรงยึดเหนี่ยว (ตัน/ตร.ม.)
	ΣV	=	แรงลัพธ์ในแนวตั้ง (ตัน)
	ΣH	=	แรงลัพธ์ในแนวราบ (ตัน)
	$\tan\phi$	=	สัมประสิทธิ์มุมเสียดทานภายใน

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \quad (ก2)$$

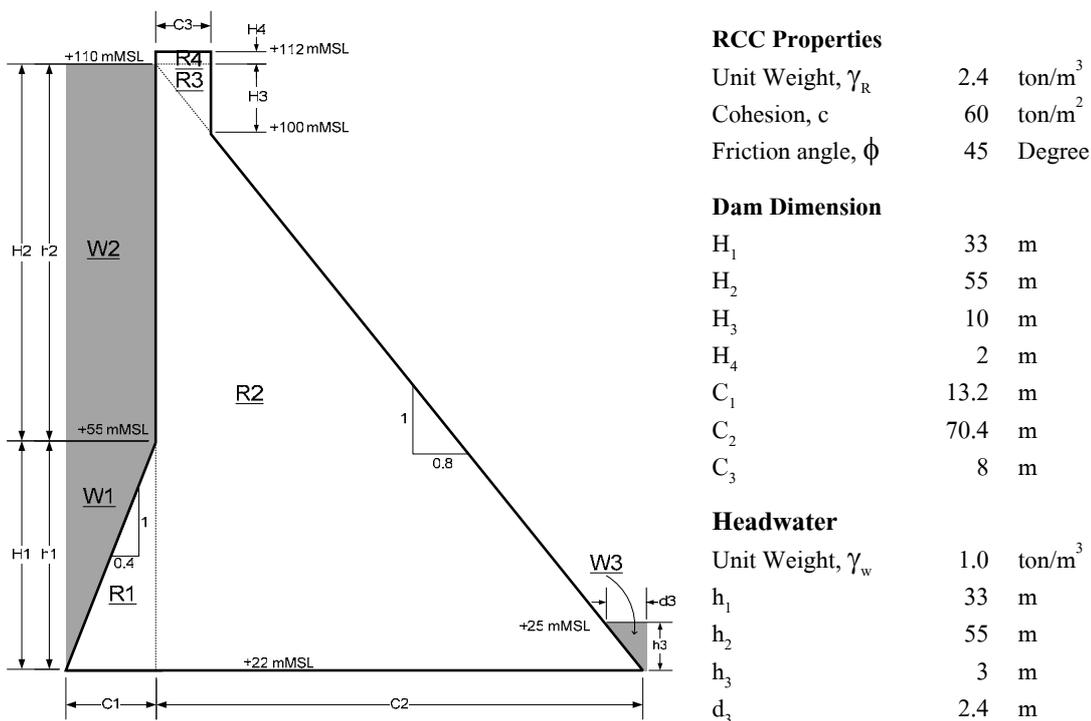
เมื่อ	e	=	ตำแหน่งแรงลัพธ์ (เมตร)
	ΣM	=	โมเมนต์ลัพธ์รอบกึ่งกลางฐานเขื่อน (ตัน·เมตร)
	ΣV	=	แรงลัพธ์ในแนวตั้ง (ตัน)

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{b} + \frac{6\Sigma M}{b^2} \quad (e \leq \text{Middle } 1/3) \quad (ก3)$$

เมื่อ	σ	=	หน่วยแรงอัดสูงสุด (ตัน/ตร.ม.)
	ΣV	=	แรงลัพธ์ในแนวตั้ง (ตัน)
	ΣM	=	โมเมนต์ลัพธ์รอบกึ่งกลางฐานเขื่อน (ตัน·เมตร)
	b	=	ความกว้างฐานเขื่อน (เมตร)

หน้าตัดหลักที่ใช้เป็นตัวอย่างในการคำนวณ ณ. ที่นี้คือ หน้าตัด MBL6 (6 หัววัด) ที่ กม. 0+916 ระดับฐานราก +22 ม.รทก. ร่วมกับใช้ค่าความดันน้ำที่ตรวจวัดได้จากพิโซมิเตอร์ของหน้าตัด MBL5 (4 หัววัด) ที่ กม. 1+036 ระดับฐานราก +21 ม.รทก. ซึ่งเป็นหน้าตัดข้างเคียงมาร่วมประกอบในการคำนวณ เพื่อให้ทราบถึงขนาดแรงดันลอยตัวที่เกิดขึ้นได้ตลอดแนวฐานเขื่อนของหน้าตัด MBL6

เริ่มแรกจะทำการคำนวณแรงที่เกิดจากน้ำหนักตัวเขื่อนและแรงดันน้ำด้านหน้าเขื่อนและท้ายเขื่อน (ยังไม่พิจารณาค่าแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน) ดังแสดงในภาพผนวกที่ ก1 โดยแบ่งเป็นพื้นที่ย่อยๆ คือ ตัวเขื่อนมี 4 พื้นที่ (R1 ถึง R4) และแรงดันน้ำมี 3 พื้นที่ (W1 ถึง W3)



ภาพผนวกที่ ๑1 หน้าตัด MBL6 ที่ใช้ในการคำนวณน้ำหนักเขื่อนและแรงดันน้ำ

ตัวอย่างการคำนวณแรงในแนวตั้งและโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักเขื่อนของพื้นที่ R1 คือ

$$\begin{aligned}
 \text{- แรงที่เกิดจากน้ำหนักเขื่อนกระทำในแนวตั้ง} &= \frac{1}{2} \gamma_R C_1 H_1 \\
 &= \frac{1}{2} \times 2.4 \times 13.2 \times 33 = 522.7 \text{ ตัน}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- ระยะจากแนวแรงถึงกึ่งกลางฐานเขื่อน} &= C_1 - \frac{1}{3} C_1 - \frac{1}{2} (C_1 + C_2) \\
 &= 13.2 - \frac{1}{3} \times 13.2 - \frac{1}{2} (13.2 + 70.4) \\
 &= -33.0 \text{ เมตร}
 \end{aligned}$$

$$\text{- โมเมนต์รอบจุดกึ่งกลางฐานเขื่อน} = 522.7 \times (-33.0) = -17,249.8 \text{ ตัน·เมตร}$$

ตัวอย่างการคำนวณแรงในแนวดิ่งและโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักน้ำของพื้นที่ W1 คือ

$$\begin{aligned}
 - \text{แรงที่เกิดจากน้ำหนักน้ำกระทำในแนวดิ่ง} &= \frac{1}{2} \gamma_w C_1 h_1 \\
 &= \frac{1}{2} \times 1 \times 13.2 \times 33 = 217.8 \text{ ตัน} \\
 - \text{ระยะจากแนวแรงถึงกึ่งกลางฐานเขื่อน} &= C_1 - \frac{2}{3} C_1 - \frac{1}{2} (C_1 + C_2) \\
 &= 13.2 - \frac{2}{3} \times 13.2 - \frac{1}{2} (13.2 + 70.4) \\
 &= -37.4 \text{ เมตร} \\
 - \text{โมเมนต์รอบจุดกึ่งกลางฐานเขื่อน} &= 217.8 \times (-37.4) = -8,145.7 \text{ ตัน·เมตร}
 \end{aligned}$$

นอกจากแรงกระทำในแนวดิ่งแล้ว ผลของแรงดันน้ำยังกระทำในราบด้วย แต่ผลของแรงดันน้ำที่กระทำในแนวราบจะต้องพิจารณาผลรวมของพื้นที่ W1 และ W2 พร้อมกัน คือ

$$\begin{aligned}
 - \text{แรงที่เกิดจากแรงดันน้ำกระทำในแนวราบ} &= \frac{1}{2} \gamma_w (h_1 + h_2)^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 1 \times (33 + 55)^2 = 3,872 \text{ ตัน} \\
 - \text{ระยะจากแนวแรงถึงกึ่งกลางฐานเขื่อน} &= \frac{1}{3} (h_1 + h_2) \\
 &= \frac{1}{3} \times (33 + 55) = 29.3 \text{ เมตร} \\
 - \text{โมเมนต์รอบจุดกึ่งกลางฐานเขื่อน} &= 3,872 \times 29.3 = 113,578.7 \text{ ตัน·เมตร}
 \end{aligned}$$

ผลการคำนวณแรงในดิ่งซึ่งเกิดจากน้ำหนักเขื่อน และน้ำหนักน้ำด้านหน้าเขื่อนและท้ายเขื่อนสรุปได้ดังตารางผนวกที่ น2 ส่วนผลการคำนวณแรงในแนวราบซึ่งเกิดจากแรงดันน้ำด้านหน้าเขื่อนและท้ายเขื่อนสรุปได้ดังตารางผนวกที่ น3

ตารางผนวกที่ ๓2 ผลการคำนวณแรงในแนวดิ่งและโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักเขื่อนและน้ำหนักน้ำ
ด้านหน้าเขื่อนและท้ายเขื่อน

Item	Force (ton)	Lever from CL (m)	Moment (ton*m)
RCC <u>R1</u>	522.7	-33.0	-17,249.8
RCC <u>R2</u>	7,434.2	-5.1	-38,162.4
RCC <u>R3</u>	96.0	-23.3	-2,233.6
RCC <u>R4</u>	38.4	-24.6	-944.6
Headwater <u>W1</u>	217.8	-37.4	-8,145.7
Headwater <u>W2</u>	726.0	-35.2	-25,555.2
Headwater <u>W3</u>	3.6	41.0	147.6
	9,038.8		-92,143.8

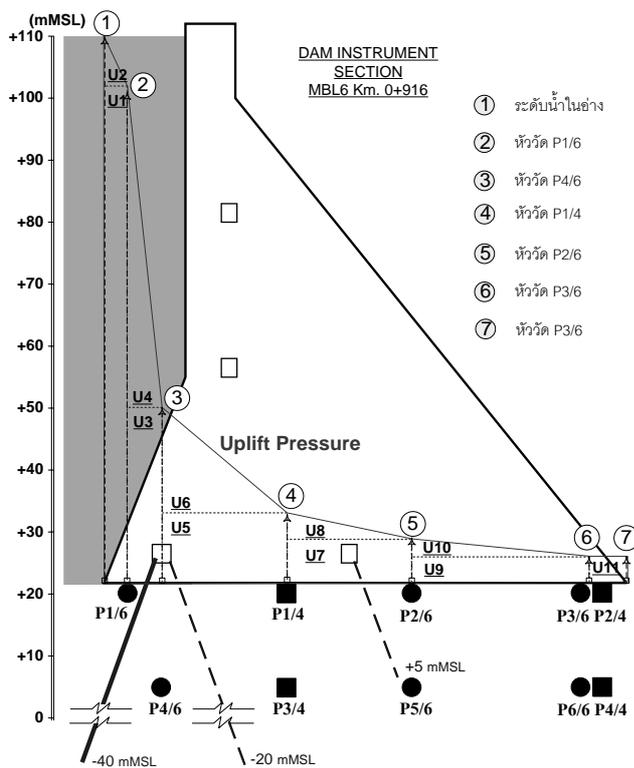
หมายเหตุ แรงแนวดิ่งที่มีทิศทางลงและโมเมนต์ที่กระทำตามเข็มนาฬิกา มีค่าเป็น +

ตารางผนวกที่ ๓3 ผลการคำนวณแรงในแนวราบและโมเมนต์ที่เกิดจากแรงดันน้ำด้านหน้าเขื่อน
และท้ายเขื่อน

Item	Force (ton)	Lever from CL (m)	Moment (ton*m)
Headwater <u>W1 + W2</u>	3,872.0	29.3	113,578.7
Headwater <u>W3</u>	-4.5	1.0	-4.5
	3,867.5		113,574.2

หมายเหตุ แรงแนวราบที่มีทิศทางไปด้านท้ายน้ำและโมเมนต์ที่กระทำตามเข็มนาฬิกา มีค่าเป็น +

ขั้นตอนสุดท้ายจะเป็นการคำนวณหาแรงดันลอยตัวได้ฐานเขื่อน ซึ่งได้จากการตรวจวัด
พิโซมิเตอร์แล้วแปลงให้อยู่ในรูปของศักย์น้ำรวม (Piezometric Head หรือ Total Head, h_t) ดังภาพ
ผนวกที่ ๓2 แสดงค่าศักย์น้ำรวมที่ได้จากการตรวจวัดบริเวณหน้าตัด MBL6 (6 หัววัด) ร่วมกับหน้า
ตัด MBL5 (4 หัววัด) โดยกำหนดขอบเขตค่าศักย์น้ำรวมทั้งหมด 7 ตำแหน่ง แบ่งเป็นพื้นที่ย่อยๆ ได้
11 พื้นที่ (U1 ถึง U11) ซึ่งในการคำนวณแรงและโมเมนต์ที่เกิดขึ้นจะพิจารณาเสมือนมีน้ำกระทำที่
ความสูงต่างๆดังภาพแต่กระทำในทิศทางขึ้นในแนวดิ่ง โดยผลการคำนวณค่าแรงดันลอยตัวที่
เกิดขึ้นสรุปได้ดังตารางผนวกที่ ๓4



ภาพผนวกที่ ๓2 แรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อนบริเวณหน้าตัด MBL6

ตารางผนวกที่ ๓4 ผลการคำนวณแรงดันลอยตัวใต้ฐานเขื่อน

Item	Force (ton)	Lever from CL (m)	Moment (ton*m)
Uplift <u>U1</u>	- 271.6	- 40.1	10,893.5
Uplift <u>U2</u>	- 10.2	- 40.7	414.9
Uplift <u>U3</u>	- 140.0	- 35.4	4,959.5
Uplift <u>U4</u>	- 173.1	- 36.4	6,304.1
Uplift <u>U5</u>	- 120.2	- 24.5	2,945.7
Uplift <u>U6</u>	- 123.3	- 27.1	3,345.7
Uplift <u>U7</u>	- 157.3	- 4.6	723.7
Uplift <u>U8</u>	- 12.7	- 8.6	108.8
Uplift <u>U9</u>	- 45.0	22.6	- 1,017.0
Uplift <u>U10</u>	- 22.5	17.5	- 394.5
Uplift <u>U11</u>	- 5.9	39.8	- 235.7
	- 1,081.8		28,048.8

จากผลการคำนวณจะได้แรงลัพธ์ในแนวดิ่ง = $9,038.8 - 1,081.8 = 7,957$ ตัน, แรงลัพธ์
ในแนวราบ = $3,867.5$ ตัน และโมเมนต์ลัพธ์รอบกึ่งกลางฐานเขื่อน = $-92,143.8 + 113,574.2 +$
 $28,048.8 = 49,479.2$ ตัน·เมตร และนำไปแทนค่าในสมการที่ (ฉ1), (ฉ2) และ (ฉ3)จะได้

$$\begin{aligned} \text{อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล (FSS)} &= \frac{(13.2 + 70.4) \times 60 + 7,957 \times \tan(45)}{3,867.5} \\ &= 3.35 \geq 3.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ตำแหน่งแรงลัพธ์ (e)} &= \frac{49,479.2}{7,957} \\ &= 6.2 \text{ เมตร} \leq \frac{13.2 + 70.4}{6} = 13.9 \text{ เมตร} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{หน่วยแรงอัด (\sigma)} &= \frac{7,957}{(13.2 + 70.4)} + \frac{6 \times 49,479.2}{(13.2 + 70.4)^2} \\ &= 138 \text{ ตัน/ตร.ม. หรือ } 13.8 \text{ ksc} \leq \frac{150}{3} = 50 \text{ ksc} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

เกณฑ์การออกแบบความมั่นคงของเขื่อนในกรณีปกติ (Usual Loading) กำหนดว่า ค่า FSS ต้องไม่น้อยกว่า 3.0 และค่า e ต้องอยู่ภายใน 1/3 ของความกว้างฐานเขื่อน (Middle 1/3) กล่าวคือ อยู่ห่างจากกึ่งกลางฐานเขื่อนไม่เกิน 1/6 ของความกว้างฐานเขื่อน ส่วนหน่วยแรงอัดสูงสุดที่เกิดขึ้นนั้นต้องมีค่าน้อยกว่า 1/3 ของกำลังรับแรงอัดในตัวเขื่อนและน้อยกว่ากำลังรับแรงอัดในหินฐานราก (330 – 1,000 ksc) ดังนั้น จึงกล่าวได้ว่าเขื่อนมีความมั่นคงปลอดภัยต่อการเลื่อนไถล การพลิกคว่ำ และปลอดภัยจากการที่ไม่เกิดหน่วยแรงมากกว่ากำลังที่ยอมให้

ประวัติการศึกษาและการทำงาน

ชื่อ –นามสกุล	นายณัฐพล ไชยสีวามงคล
วัน เดือน ปี ที่เกิด	วันที่ 3 กันยายน 2522
สถานที่เกิด	จังหวัดกาฬสินธุ์
ประวัติการศึกษา	ประถมศึกษา โรงเรียนกาฬสินธุ์พิทยาสัย มัธยมศึกษา โรงเรียนขอนแก่นวิทยายน ปริญญาตรี วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) มหาวิทยาลัยขอนแก่น 2545